

# **PROJETO DE UMA PONTE LABORATÓRIO SOBRE A VIA ESTRUTURANTE DA FEUP**

**RICARDO GAIO PEREIRA CARRIÇO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

SETEMBRO DE 2013



## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.





À memória de meu Avô



## **AGRADECIMENTOS**

Concretizada esta dissertação, quero transmitir o meu profundo agradecimento a todos que deram um contributo especial na sua elaboração.

Ao meu orientador, Professor Álvaro Azevedo, pela partilha da sua disponibilidade, pelo conhecimento transmitido e pela ajuda prestada ao longo do semestre.

Ao Professor Luís Juvandes, pelo aconselhamento nos materiais a utilizar.

Aos meus colegas e amigos de Estruturas, pelo companheirismo demonstrado ao longo dos últimos 5 anos.

A todos os meus amigos, destacando Frederico Coelho, Sara Nunes e Paulo Fula pela ajuda nos elementos desenhados, Catarina Rocha pelas frequentes revisões do texto, Daniel Pimenta pelo apoio na pormenorização da junta de ligação e Pedro Silva por todo o acompanhamento e interesse revelado.

Ao Engenheiro Adriano Lopes da SE2P, pela partilha de conhecimentos e elementos de projeto.

Aos meus Pais e Avós, pela educação que me transmitiram, por todo o esforço dedicado, por me ensinarem o significado de família e por serem verdadeiros exemplos.



## RESUMO

A presente dissertação pretende ser o primeiro passo de um ousado projeto: conceber uma Ponte Laboratório.

Partindo da ideia de criar uma estrutura sobre a Via Estruturante da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) com capacidade para ser um permanente objeto de estudo, surge a solução de uma ponte treliçada, materializada por perfis de um polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP), assente em dois apoios giratórios que a divide em duas consolas equilibradas por contrapesos de betão.

O modelo da ponte é desenvolvido no *software Robot Structural Analysis 2013*, sendo efetuada uma análise estática para dimensionamento estrutural, bem como uma análise modal com o intuito de avaliar se a ação do vento ou o tráfego pedonal podem levantar problemas dinâmicos.

São criados modelos conceptuais para dois elementos particulares deste projeto: os apoios rotativos materializados através de rolamentos de giro e a junta de fecho responsável por dar a continuidade às duas metades.

Após a elaboração simplificada do processo construtivo e da orçamentação da obra, o trabalho é finalizado com um capítulo para desenvolvimentos futuros, que propõe diversas maneiras de esta ponte funcionar como um laboratório e vir a ser uma referência para as várias Engenharias, no que diz respeito a atividades relacionadas com a investigação.

PALAVRAS-CHAVE: ponte pedonal, ponte laboratório, *Glass Fiber Reinforced Polymer* (GFRP), ponte móvel, rolamento de giro, junta de fecho.



## **ABSTRACT**

This dissertation aims to be the first step of an ambitious project: to conceive a Laboratory Bridge.

Based on the idea of creating a structure over the Via Estruturante da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) with the capacity to be a permanent case study, comes up the model of a truss bridge, composed of glass fiber reinforced polymer (GFRP) structural profiles, supported by two slewing bearings that are able to separate the bridge into two cantilevers balanced by concrete counterweights.

The bridge calculation model is developed with the software Robot Structural Analysis 2013. With this software, a static analysis is performed, in order to select the structural profiles of the truss bars, as well as a modal analysis to check if the wind forces or the pedestrian traffic can induce any dynamic misbehaviour.

Conceptual models are created for two particular aspects of this project: the gyratory supports and the joint responsible for the connection of the two cantilevers.

After the definition of the building process and the budgeting, this dissertation ends with a chapter for future developments, suggesting many ways to get this bridge working like a laboratory and to become a reference for several engineering branches, in what concerns to research purposes.

**KEYWORDS:** footbridge, laboratory bridge, glass fiber reinforced polymer (GFRP), movable bridge, slewing bearing, connection joint.





## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v
<b>1 ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS .....</b>	<b>1</b>
<b>2 ESTADO ATUAL DOS CONHECIMENTOS .....</b>	<b>3</b>
2.1 PONTES PEDONAIS.....	3
2.2 PONTES TRELIÇADAS .....	4
2.3 PONTES EM GFRP .....	6
2.4 PONTES MÓVEIS .....	8
<b>3 MATERIAIS.....</b>	<b>11</b>
3.1 ASPETOS GERAIS .....	11
3.2 PLÁSTICO REFORÇADO COM FIBRA DE VIDRO – GFRP.....	11
3.3 BETÃO ARMADO .....	16
3.4 Aço .....	18
<b>4 CONCEÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>21</b>
4.1 FORMULAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROBLEMA .....	21
4.2 LOCALIZAÇÃO DA OBRA: CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES .....	23
4.3 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA.....	24
4.3.1 TIPO DE PONTE.....	24
4.3.2 LEGISLAÇÃO E NORMAS A RESPEITAR .....	25
4.3.3 DIMENSÕES PRINCIPAIS .....	25
4.3.4 MODELOS DE TRELIÇA PRELIMINARES.....	27
4.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO PRINCIPAL .....	28
4.4.1 MODELO BIDIMENSIONAL.....	28
4.4.1.1 Longarinas .....	28
4.4.1.2 Barras Verticais e Diagonais.....	29
4.4.2 TABULEIRO E CONTRAVENTAMENTOS LATERAIS .....	30
4.4.3 CONTRAPESO .....	33
4.5 CONCEÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS PARTICULARES.....	34
4.5.1 APOIOS ROTATIVOS .....	34
4.5.2 ACOPLAGEM DOS CONTRAPESOS .....	37
4.5.3 JUNTA DE LIGAÇÃO .....	38

4.5.4 NÚCLEOS DE RIGIDEZ.....	41
<b>5 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA .....</b>	<b>43</b>
<b>5.1 CARGAS.....</b>	<b>43</b>
5.1.1 TRÁFEGO PEDONAL.....	43
5.1.2 PESO PRÓPRIO .....	44
5.1.3 VENTO.....	45
5.1.4 TEMPERATURA.....	51
<b>5.2 COMBINAÇÕES .....</b>	<b>51</b>
<b>5.3 MODELAÇÃO EM SOFTWARE DE CÁLCULO AUTOMÁTICO.....</b>	<b>57</b>
<b>5.4 ANÁLISE ESTATICA E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....</b>	<b>61</b>
5.4.1 LONGARINAS.....	63
5.4.2 BARRAS VERTICAIS .....	66
5.4.3 BARRAS DIAGONAIS .....	67
5.4.4 CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS .....	68
5.4.5 CONTRAVENTAMENTOS DIAGONAIS.....	70
5.4.6 NÚCLEOS DE RIGIDEZ.....	72
5.4.6.1 Barras comprimidas .....	76
5.4.6.2 Barras tracionadas .....	81
5.4.7 TABULEIRO .....	82
5.4.8 JUNTA DE LIGAÇÃO .....	84
5.4.9 CONTRAPESOS .....	86
5.4.10 APOIOS.....	90
<b>5.5 DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA .....</b>	<b>92</b>
<b>5.6 ANÁLISE MODAL .....</b>	<b>93</b>
<b>6 CONSTRUÇÃO E FUNCIONAMENTO DA ESTRUTURA ..</b>	<b>99</b>
<b>6.1 PROCESSO CONSTRUTIVO .....</b>	<b>99</b>
<b>6.2 ORÇAMENTO .....</b>	<b>104</b>
<b>6.3 A PONTE COMO UM LABORATÓRIO.....</b>	<b>107</b>
6.3.1 DISPOSITIVOS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES.....	107
6.3.2 MONITORIZAÇÃO .....	110
<b>7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTURO .....</b>	<b>113</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>115</b>

## **ANEXOS**



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Royal Ballet School Bridge (Londres, Reino Unido) .....	3
Figura 2.2 – Ponte de Sassnitz (Alemanha) .....	4
Figura 2.3 – Trelíça Lattice.....	4
Figura 2.4 – Trelíça Howe .....	5
Figura 2.5 – Trelíça Pratt.....	5
Figura 2.6 – Ponte trelíçada em ferro.....	6
Figura 2.7 – Ponte Dashengguan (China).....	6
Figura 2.8 – Ponte de Pontresina (Suiça) .....	7
Figura 2.9 – Ponte pedonal instalada em Reinbek (Alemanha) .....	7
Figura 2.10 – Ponte sobre linha ferroviária (Moscou).....	8
Figura 2.11 – Forte da Ponta da Bandeira (Lagos, Portugal) .....	8
Figura 2.12 - Ponte móvel de Leça da Palmeira .....	9
Figura 2.13 - Florida Avenue Bridge (Nova Orleães) .....	9
Figura 2.14 - Ponte giratória de Newcastle upon Tyne .....	10
Figura 3.1 – Processo de pultrusão – adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003.....	12
Figura 3.2 – Tipos de malha de fibras – Fiberline Composites A/S, 2003 .....	12
Figura 3.3 – Direções de resistência e rigidez - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003 .....	13
Figura 3.4 - Exemplo de ligação aparafusada entre perfis de GFRP .....	15
Figura 3.5 - Aplicações indevidas dos perfis de GFRP - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003.....	16
Figura 3.6 - Propriedades das armaduras (EN 1992-1-1) .....	17
Figura 3.7 – Valores nominais da tensão de cedência $f_y$ e da tensão última à tração $f_u$ para aços estruturais laminados a quente – adaptado da EN 1993-1-1, 2010 .....	19
Figura 3.8 - Valores nominais da tensão de cedência $f_y$ e da tensão última $f_u$ à tração para aços inoxidáveis – adaptado de EN 1993-1-4, 2006 .....	20
Figura 4.1 – Acessos á cantina e AEFEUP.....	22
Figura 4.2 - Linha de implantação .....	23
Figura 4.3 – 1º esboço do modelo final.....	24
Figura 4.4 – Local de implantação (em planta) .....	26
Figura 4.5 - Perfil de implantação .....	27
Figura 4.6 – Modelos de trelíça .....	27
Figura 4.7 - Modelo bidimensional.....	28
Figura 4.8 – Diagrama de esforço axial nas longarinas inferiores (pré-dimensionamento) ...	29
Figura 4.9 - Diagrama de esforço axial nas barras verticais (pré-dimensionamento) .....	29
Figura 4.10 - Diagrama de esforço axial nas barras diagonais (pré-dimensionamento) .....	30
Figura 4.11 - Malha de contraventamento superior na metade esquerda (vista em planta) ..	30
Figura 4.12 - Malha de contraventamento inferior na metade esquerda (vista em planta) ....	31
Figura 4.13 - Plank HD - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003 .....	31
Figura 4.14 - Propriedades Plank HD - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003 .....	32
Figura 4.15 – Rolamento de giro.....	34
Figura 4.16 - Mecanismo de rotação do Design&Wine Hotel (Caminha) - SE2P .....	35
Figura 4.17 - Rolamento de giro e atuador angular .....	35
Figura 4.18 - 1ª fase da montagem do apoio.....	36
Figura 4.19 - 2ª fase da montagem do apoio.....	36
Figura 4.20 - 3ª fase da montagem do apoio.....	36

Figura 4.21 - 4ª fase da montagem do apoio .....	37
Figura 4.22 - 5ª fase da montagem do apoio .....	37
Figura 4.23 – Secção conceptual da peça metálica de apoio dos contrapesos.....	38
Figura 4.24 – Ligação dos contrapesos .....	38
Figura 4.25 - Positivo da junta de ligação.....	39
Figura 4.26 - Negativo da junta de ligação .....	40
Figura 4.27 - Ferrolho da Junta de Ligação .....	40
Figura 4.28 - Modelo conceptual de fecho do tabuleiro.....	41
Figura 4.29 - Secção mista (GFRP, betão armado e CFRP) .....	42
Figura 5.1 – Área de referência e definição do índice de cheios – adaptado da EN 1991-1-4 .....	46
Figura 5.2 – Trelças verticais (metade esquerda) .....	57
Figura 5.3 – Metade esquerda do esqueleto estrutural.....	58
Figura 5.4 – Esqueleto estrutural .....	58
Figura 5.5 - Malha de contraventamentos superior e inferior .....	59
Figura 5.6 – Metade esquerda do esqueleto estrutural apoiado (sem contraventamentos diagonais).....	59
Figura 5.7 - Núcleos de rigidez.....	60
Figura 5.8 – Simulação da junta de ligação .....	60
Figura 5.9 – Diagrama envolvente de esforço axial – longarina superior.....	63
Figura 5.10 - Diagrama envolvente de esforço transversal vertical - longarina superior .....	64
Figura 5.11 - Diagrama envolvente de momentos na direção y - longarina superior .....	64
Figura 5.12 – Diagrama envolvente de esforço axial - longarina inferior .....	64
Figura 5.13 – Diagrama envolvente de esforço transversal vertical - longarina inferior .....	64
Figura 5.14 – Diagrama envolvente de momentos na direção y – longarina inferior.....	65
Figura 5.15 – Diagrama envolvente de esforço axial - barras verticais .....	67
Figura 5.16- Diagrama envolvente de esforço axial - barras diagonais.....	67
Figura 5.17 – Diagrama envolvente de esforço axial - contraventamentos horizontais superiores .....	68
Figura 5.18 - Parte inferior da estrutura (contraventamentos horizontais a vermelho são perfis I300x150x15, enquanto os restantes são perfis I200x100x10) .....	69
Figura 5.19 – Diagrama envolvente de esforço axial - contraventamentos horizontais inferiores (I200x100x10).....	69
Figura 5.20 - Diagrama de esforço transversal vertical - contraventamentos horizontais inferiores (I200x100x10) .....	70
Figura 5.21 – Diagrama envolvente de momentos na direção x - contraventamentos horizontais inferiores (I200x100x10).....	70
Figura 5.22 – Diagrama envolvente de esforços axiais - contraventamentos diagonais superiores .....	71
Figura 5.23 - Diagrama envolvente de esforços axiais - contraventamentos diagonais inferiores (malha refinada junto aos apoios) .....	71
Figura 5.24 – Diagrama envolvente de esforços axiais - contraventamentos diagonais inferiores (malha normal).....	71
Figura 5.25 - 5 disposições de armaduras em secções retangulares.....	74
Figura 5.26 - Valor de $\phi_2$ em função de $\alpha$ e $\beta$ .....	75
Figura 5.27 - Valores de $\phi_{max}$ .....	76
Figura 5.28 - Secção transversal das barras comprimidas do núcleo de rigidez .....	76

Figura 5.29 - Barras comprimidas - Núcleos de rigidez .....	77
Figura 5.30 - Diagrama de esforço axial - núcleos de rigidez (conjunto 1).....	78
Figura 5.31 – Simplificação de cálculo relativa à área do núcleo de betão armado.....	79
Figura 5.32 - Secção transversal das barras tracionadas do núcleo de rigidez.....	81
Figura 5.33 - Diagrama de esforço axial - núcleos de Rigidez (conjunto 2) .....	82
Figura 5.34 - Plank HD apoiada nos contrapesos.....	82
Figura 5.35 - Plank HD apoiada num perfil I300x150x15 .....	83
Figura 5.36 - Plank HD apoiada num perfil I200x100x10 .....	83
Figura 5.37 - Casos de carga e esforços no tabuleiro.....	83
Figura 5.38 - Máximo esforço transversal vertical na junta de ligação.....	85
Figura 5.39 - Tensões no positivo da junta .....	85
Figura 5.40 - Tensões no negativo da junta.....	86
Figura 5.41 - Dimensões dos contrapesos.....	86
Figura 5.42 - Diagrama de momentos fletores dos contrapesos (em kN.m) .....	87
Figura 5.43 - Diagrama de esforço transversal dos contrapesos (em kN).....	87
Figura 5.44 - Dimensões das chapas de suporte dos contrapesos .....	89
Figura 5.45 – Modelo de elementos finitos do apoio .....	91
Figura 5.46 – Tensões nos apoios para a combinação quase permanente de ações.....	91
Figura 5.47 - Tensões nos apoios para a Combinação 7 .....	92
Figura 5.48 - Oscilador de 1 grau de liberdade .....	94
Figura 5.49 - Forças atuantes num sistema de um grau de liberdade .....	94
Figura 5.50 - 4º modo de vibração.....	97
Figura 5.51 - 1º modo de vibração.....	97
Figura 5.52 – 7º modo de vibração.....	98
Figura 5.53 – 8º modo de vibração.....	98
Figura 6.1 - Ligação dos dois primeiros segmentos (longarina inferior).....	99
Figura 6.2 - Ligação de um núcleo de rigidez à longarina inferior.....	100
Figura 6.3 - 1ª fase de contraventamentos inferiores.....	100
Figura 6.4 - 1º módulo superior .....	100
Figura 6.5 - Ligação do 1º módulo superior .....	101
Figura 6.6 - 2º módulo superior .....	101
Figura 6.7 - Ligação do 2º módulo superior .....	101
Figura 6.8 - Módulo inferior.....	102
Figura 6.9 - Meia treliça.....	102
Figura 6.10 - Estrutura final (1) .....	103
Figura 6.11 - Estrutura final (2) .....	103
Figura 6.12 - Estrutura final (3) .....	103
Figura 6.13 - Fotomontagem da ponte.....	104
Figura 6.14 - TMD semiativo instalado numa ponte pedonal (FEUP) .....	108
Figura 6.15 – Modelo esquemático de um TMD .....	108
Figura 6.16 - Modelo esquemático de um TLCD semiativo.....	109
Figura 6.17 - Amortecedor .....	109
Figura 6.18 - Proposta de integração de cabos ativos (a vermelho) .....	110
Figura 6.19 - Efeito piezoelétrico .....	111





## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores característicos da resistência à tração (GFRP) - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003 .....	13
Tabela 3.2 – Algumas características mecânicas (GFRP) - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003 .....	14
Tabela 3.3 – Coeficientes de segurança (GFRP) - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003 .....	14
Tabela 3.4 – Valores de cálculo da resistência (GFRP) – adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003 .....	15
Tabela 3.5 – Classes de resistência à compressão do betão – adaptado da EN 1992-1-1, 2004 .....	17
Tabela 3.6 – Propriedades dos aços laminados a quente – adaptado da EN 1993-1-1, 2010 .....	19
Tabela 4.1 – Distância a percorrer a partir do exterior .....	22
Tabela 5.1 – Massa, área e peso volúmico dos perfis - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003 .....	44
Tabela 5.2 - Cálculo da ação do vento .....	49
Tabela 5.3 – Distribuição da força do vento na direção transversal .....	51
Tabela 5.4 - Siglas, valores e significado das ações .....	52
Tabela 5.5 - Valores de cálculo das ações - adaptado de EN1990 Anexo 2 .....	54
Tabela 5.6 - Valores do coeficiente $\psi$ - adaptado da EN1990 Anexo 2 .....	54
Tabela 5.7 - Cálculo da resistência à compressão axial do perfil I 360x180x18 ( $Lk=1.16$ m) .....	66
Tabela 5.8 - Cálculo da resistência à compressão axial do perfil ST 160x160x8 ( $Lk=2.912$ m) .....	67
Tabela 5.9 - Cálculo da resistência à compressão axial do perfil I 200x100x10 ( $Lk=2.40$ m) .....	68
Tabela 5.10 - Cálculo da resistência à compressão axial do perfil ST100x60x8 ( $Lk=2.06$ m) .....	72
Tabela 5.11 - Cálculo da resistência à compressão ST100x60x8 ( $Lk=1.665$ m) .....	72
Tabela 5.12 – Valores de $\Delta\beta$ e $\Delta\phi_1$ .....	74
Tabela 5.13 – Cálculo da resistência à compressão axial do duplo perfil U240x72x12 ( $Lk=3.104$ m) .....	79
Tabela 5.14 – Determinação do coeficiente de redução $\phi$ .....	80
Tabela 5.15 - Deslocamentos da estrutura .....	93
Tabela 5.16 - Modos de vibração .....	96
Tabela 6.1 - Estimativa orçamental .....	106







# 1 ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS

Em anos anteriores já surgiram trabalhos académicos que procuram criar um acesso mais direto entre os blocos de aulas da FEUP e o mais recente edifício da Associação de Estudantes (AEFEUP)<sup>1</sup>. Porém, o investimento necessário para a execução de uma ponte pedonal a ligar as duas partes é demasiado avultado para o simples propósito de encurtar a distância a percorrer.

Nesta dissertação surge a ideia de em vez de conceber uma mera ponte pedonal tornar essa ponte num laboratório. Para esse efeito, é necessário que esta estrutura esteja de acordo com 3 princípios fundamentais:

1. A ponte tem de ser um permanente objeto de estudo. Isto é, tem de ter uma solução estrutural não definitiva, aberta à alteração, remoção ou introdução de elementos estruturais capazes de modificar as suas características e comportamento;
2. Criar uma plataforma de ensaios à escala real. Ultimamente tem sido dada grande relevância a novos métodos e aparelhos de monitorização estrutural, bem como ao controlo de vibrações por intermédio de dispositivos externos (TMD's<sup>2</sup>, TLCD's<sup>3</sup>, sistemas de cabos ativos, etc.). Contudo, apesar de estas áreas ainda terem imenso potencial de desenvolvimento, muitas vezes não existe uma plataforma experimental onde seja possível realizar os devidos ensaios que podem validar os modelos teóricos propostos pelos investigadores.
3. Inovação. É fundamental que nesta estrutura se procure testar e aplicar novas tecnologias, bem como os chamados “novos materiais”.

Pretende-se assim oferecer a todas as especialidades da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto uma mais-valia em diferentes áreas da investigação.

O presente trabalho é o primeiro passo na conceção deste ousado projeto, sendo no início realizada uma caracterização do estado atual de diversas tipologias de pontes e a definição dos materiais a utilizar. Após a conceção e pré-dimensionamento dos elementos estruturais, é efetuada a análise e dimensionamento da estrutura. Antes de serem tiradas as conclusões finais, existe ainda um capítulo

---

<sup>1</sup> Gandarela, et al., 2007; Martins, 2009; Duarte, 2010.

<sup>2</sup> *Tuned Mass Damper* (amortecedor de massas sincronizadas)

<sup>3</sup> *Tuned Liquid Column Damper* (amortecedor de colunas líquidas sincronizadas)

relativo ao processo construtivo, orçamentação da obra e discussão dos aspetos gerais do desempenho desta ponte no papel de laboratório.

Os anexos complementam esta obra com fichas técnicas dos perfis estruturais utilizados, elementos topográficos e geotécnicos do local de implantação da ponte, tabelas de preços úteis para a orçamentação, bem como um vasto e detalhado leque de peças desenhadas.

## 2 ESTADO ATUAL DOS CONHECIMENTOS

### 2.1 PONTES PEDONAIS

Muito antes de existirem veículos (motorizados ou não motorizados) a atravessar um vão que liga dois pontos distintos, essa era uma necessidade do Homem. Como tal, surge o primeiro tipo de ponte: a ponte pedonal. Materializadas através de troncos derrubados ou mesmo de uma ou várias pedras apoiadas em cada lado do vão a vencer, estas sofreram a natural evolução com o passar dos tempos. Na conceção deste tipo de obras, cada vez o aspeto estético ganha mais relevância, todavia, sem nunca descurar um bom funcionamento estrutural.

Devido às leves cargas que este tipo de estruturas têm de sustentar e à ausência de vários constrangimentos regulamentares a que as pontes rodoviárias e ferroviárias são sujeitas, é concedida ao projetista uma grande liberdade na escolha da solução a adotar. É, por isso, normal observar opções que revelam um elevado grau de ousadia no *design* (Figura 2.1) ou mesmo grande coragem na escolha do modelo estrutural (Figura 2.2).



Figura 2.1 – Royal Ballet School Bridge (Londres, Reino Unido)



Figura 2.2 – Ponte de Sassnitz (Alemanha)

É sobretudo importante fazer com que a travessia de uma ponte pedonal seja um passeio e não uma simples passagem. Rampas, curvas, locais de paragem, cores, corrimões irregulares são algumas das opções que se podem tomar de modo a libertar o peão da monotonia de viajar entre dois pontos através de uma linha reta e assim criar uma relação mais direta com a ponte.

## 2.2 PONTES TRELIÇADAS

A primeira grande referência relativamente a este tipo de estrutura remonta ao ano de 1820 quando o Arquiteto Ithiel Town regista a patente da treliça representada na Figura 2.3 conhecida como *lattice truss*.

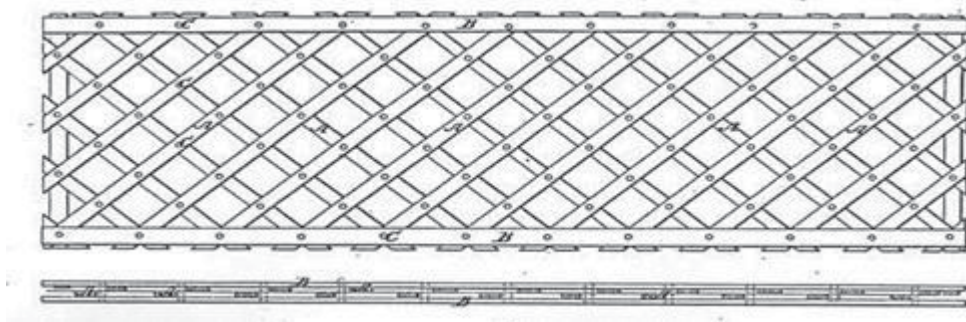


Figura 2.3 – Treliça Lattice

Este modelo é constituído por placas de madeira dispostas na diagonal, habitualmente ligadas entre si nas intersecções com pinos do mesmo material ou pregos, formando uma grelha que é fechada por dois elementos horizontais (um no topo, outro na base). O tipo de estrutura referido permite a utilização de múltiplas pequenas peças no lugar de um menor número de elementos de maiores dimensões.



Passados 20 anos, em 1840, William Howe, um construtor de pontes Americano, regista a patente de uma nova treliça constituída por peças de madeira e varões de ferro como se observa na Figura 2.4.



Figura 2.4 – Treliça Howe

É nesta mesma década, em 1844, que dois Engenheiros dos caminhos-de-ferro de Boston, Caleb Pratt e o seu filho Thomas Willis Pratt, inventam e patenteiam a treliça Pratt (Figura 2.5).

Na maioria das pontes treliçadas, os esforços axiais assumem uma grande relevância face a outros possíveis tipos de esforços. Este facto permite tirar o maior partido das secções transversais das barras, sendo que na solução da Figura 2.5 é ainda encurtada ao máximo a dimensão das barras que absorvem esforços de compressão (barras verticais), minimizando assim o risco de fenómenos de encurvadura, e colocam-se as barras diagonais a lidar com os esforços de tração.



Figura 2.5 – Treliça Pratt

A segunda metade do Séc. XIX fica caracterizada por uma rápida expansão da indústria dos caminhos-de-ferro e a utilização de madeira em pontes começa a apresentar limitações face às crescentes cargas transportadas pelos comboios. Torna-se imperativa a necessidade de um material que apresente resistência mais elevada e é neste contexto que surgem as primeiras pontes treliçadas exclusivamente em ferro fundido (Figura 2.6).



Figura 2.6 – Ponte treliçada em ferro

Só a partir da década de 1920 é que o recurso a soluções como o arco de betão armado ou de vigas metálicas começaram a ganhar algum espaço dentro do mundo da construção, pois até lá este era um mercado dominado, quase na totalidade, pelas pontes treliçadas metálicas. Contudo, o recurso a soluções de treliça nunca deixou de ser utilizado até aos dias de hoje e exemplo disso é a ponte Dashengguan (Figura 2.7) concluída no ano de 2010 na China.



Figura 2.7 – Ponte Dashengguan (China)

### 2.3 PONTES EM GFRP<sup>4</sup>

Nas últimas décadas, os materiais compósitos têm ganhado terreno aos tradicionais materiais de construção (betão, aço, pedra, etc.) e os plásticos reforçados com fibra de vidro (GFRP) começam a revelar-se uma alternativa vantajosa em determinados casos.

Uma das principais vantagens que o GFRP apresenta é o seu elevado rácio resistência/peso, sendo a ponte de Pontresina na Suíça (Figura 2.8) um excelente exemplo disso mesmo.

---

<sup>4</sup> *Glass Fiber Reinforced Plastic* (ver 3.2)



Figura 2.8 – Ponte de Pontresina (Suíça)

A estrutura da Figura 2.8 tem um comprimento de 25 metros, uma massa total de 3300 kg e uma capacidade de carga de 500 kg/m.

Na cidade de Reinbek (Alemanha) foi instalada a passagem pedonal ilustrada na Figura 2.9. A necessidade de uma montagem simples e rápida, de modo a interromper o tráfego rodoviário o mínimo tempo possível, levou o dono de obra a optar por esta alternativa que alia a leveza do GFRP (tabuleiro e guardas) à elevada resistência das vigas de aço.



Figura 2.9 – Ponte pedonal instalada em Reinbek (Alemanha)

A estrutura foi materializada através de 3 módulos construídos em fábrica, transportados para o local de implantação por camião e finalmente montada com auxílio de uma grua.

As pontes em GFRP surgem também como alternativas interessantes em locais com condições climáticas adversas devido às excelentes características de resistência à corrosão. Exemplo disso é a



travessia pedonal sobre uma linha férrea em Moscovo<sup>5</sup> representada na Figura 2.10. Nesta cidade os nevões são frequentes e é necessário lançar elevadas quantidades de sal para derreter a neve, o que no caso de estruturas de aço ou de betão armado levanta sérios problemas de corrosão. Problemas esses que no futuro se vão traduzir em custos de manutenção mais elevados, fazendo assim com que a solução em GFRP seja uma alternativa mais favorável do ponto de vista económico.



Figura 2.10 – Ponte sobre linha ferroviária (Moscovo)

## 2.4 PONTES MÓVEIS

Apesar de algumas referências que associam as primeiras pontes móveis aos Egípcios, não existem dados suficientemente fiáveis para detalhar este assunto com pormenor. Contudo, é muito provável que estas tenham desempenhado o seu primeiro grande papel nos tempos medievais. Durante este período, era comum um tipo de construções de defesa militar (castelos, fortes, etc.) rodeadas por um fosso, que em tempos de paz era vencido por uma ponte levadiça (Figura 2.11), mas, como arma de defesa em tempos de guerra, era possível içá-la fazendo-a rodar em torno da soleira do portão de entrada, criando assim mais uma barreira adicional para o inimigo.

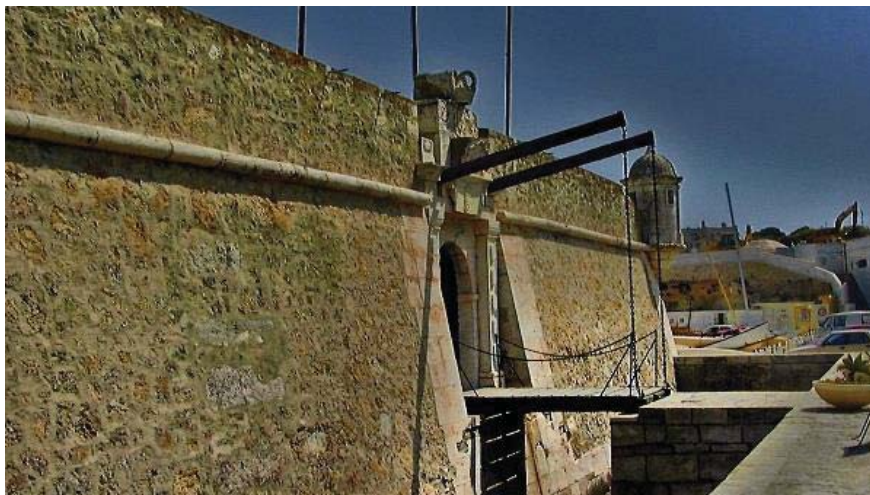


Figura 2.11 – Forte da Ponta da Bandeira (Lagos, Portugal)

---

<sup>5</sup> Esta ponte foi montada no local em apenas 49 minutos.

Anos mais tarde, a ideia de elevar uma ponte em vez de construir uma ponte elevada, de modo a permitir o tráfego rodoviário e de embarcações de grande porte, ganha relevância. Ideia esta que é passível de ser economicamente mais vantajosa, pois os gastos nos mecanismos que tornam possível o movimento da estrutura, facilmente podem ser inferiores àquelas associadas à construção de pilares mais altos, criação de rampas de acesso (a ponte teria de partir de uma cota mais elevada), maiores áreas de implantação, etc.. Com base nesta justificação, foram surgindo diversas tipologias de pontes móveis:

- Pontes basculantes (Figura 2.12)



Figura 2.12 - Ponte móvel de Leça da Palmeira

- Pontes elevatórias (Figura 2.13)

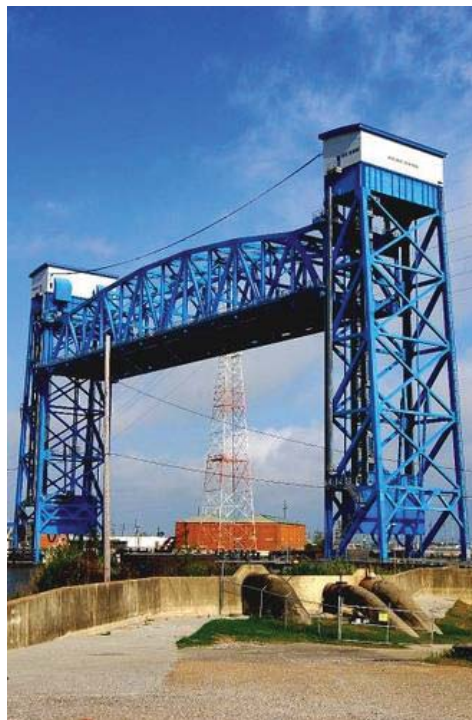


Figura 2.13 - Florida Avenue Bridge (Nova Orleães)

- Pontes giratórias (Figura 2.14)



Figura 2.14 - Ponte giratória de Newcastle upon Tyne

A decisão relativa ao tipo de ponte móvel a adotar está dependente de vários fatores, nomeadamente, integração paisagística, economia, dimensão das embarcações, etc.. Logo, não é correto afirmar que uma tipologia é melhor do que outra. O aconselhável é analisar todas as condicionantes e avaliar qual das soluções é globalmente mais vantajosa.

# 3

## MATERIAIS

### 3.1 ASPETOS GERAIS

Inovação é uma das palavras-chave deste projeto. Logo, a seleção dos materiais a utilizar para a construção da obra pretende, também, manter uma linha inovadora.

A procura de materiais alternativos aos tradicionais aços, betões e madeiras tem sido crescente nos últimos anos. Tal facto deve-se em parte aos materiais compósitos que têm vindo a ganhar um espaço no mercado cada vez maior à medida que as suas características mecânicas, químicas e económicas vão melhorando.

Tendo em conta o âmbito desta dissertação, é lógico que se explore a área dos chamados “novos materiais”; por isso, as matérias-primas selecionadas para este projeto são as seguintes:

- Tabuleiro e perfis que formam o esqueleto estrutural em plástico reforçado com fibra de vidro (GFRP)<sup>6</sup>, de modo a obter uma estrutura ligeira e esbelta que se enquadre harmoniosamente no meio envolvente;
- Fundações e contrapesos em betão armado permitem balancear a estrutura ocupando um volume razoavelmente reduzido e de baixo custo;
- Parafusos, suportes dos contrapesos, apoios e junta de ligação em aço.

### 3.2 PLÁSTICO REFORÇADO COM FIBRA DE VIDRO – GFRP

Os materiais compósitos resultam da combinação de pelo menos dois materiais distintos que, caso funcionassem independentemente, a sua aplicação não seria do interesse da construção, contudo, quando combinados, apresentam propriedades muito interessantes<sup>7</sup>.

No caso dos GFRP, fazem parte da sua constituição fibras de vidro (responsáveis pela resistência axial) embebidas numa matriz polimérica responsável pela transferência dos esforços de corte ao longo das peças.

---

<sup>6</sup> Com este material é possível obter uma estrutura ligeira e esbelta que se enquadre harmoniosamente na paisagem em redor.

<sup>7</sup> A palha misturada com argila para construir cabanas de barro na idade da pedra e o betão armado nos tempos mais recentes são excelentes exemplos de materiais compósitos.



O fabrico deste material é realizado através do processo de pultrusão<sup>8</sup>, que consiste numa série de fibras de vidro encaminhadas para um equipamento onde são impregnadas com uma matriz polimérica<sup>9</sup>. De seguida, a mistura é aquecida e posteriormente curada na sua geometria final. Para finalizar este processo, as peças vão sendo continuamente puxadas e cortadas por uma serra com as dimensões pretendidas (Figura 3.1).

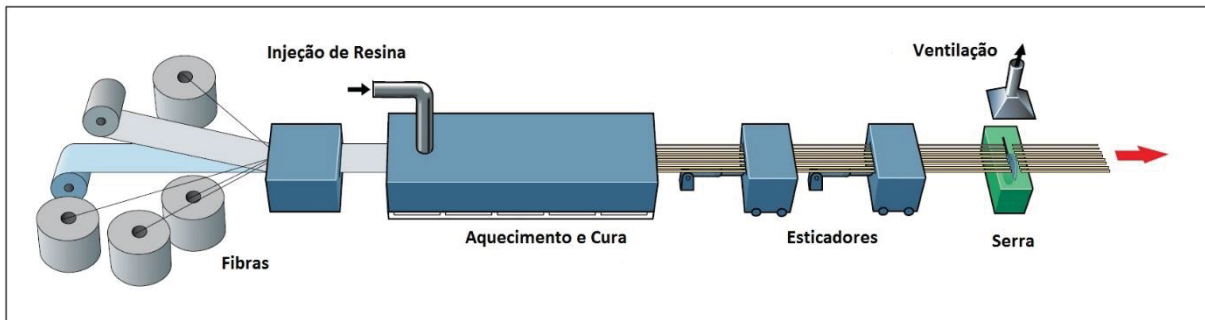


Figura 3.1 – Processo de pultrusão – adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Caso as fibras se encaminhassem unidirecionalmente (apenas segundo a direção longitudinal) para a linha de produção, a resistência a solicitações transversais seria praticamente inexistente, porém, antes destas se misturarem com a resina, são formadas malhas como as que se pode observar na Figura 3.2.

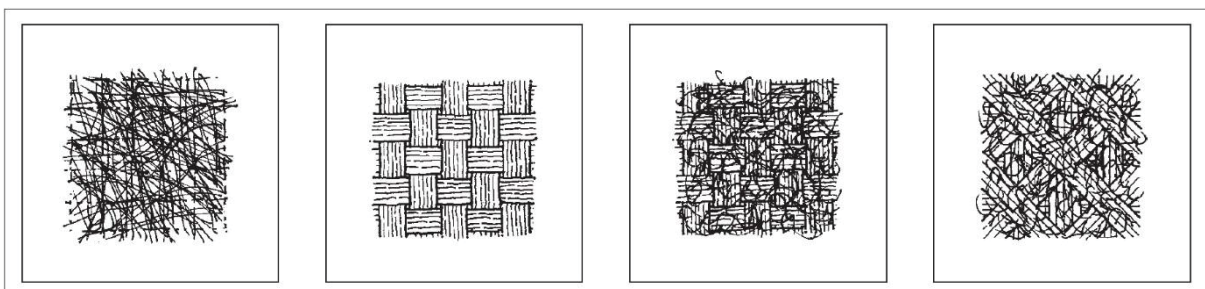


Figura 3.2 – Tipos de malha de fibras – Fiberline Composites A/S, 2003

Estas malhas heterogêneas, segundo as duas direções principais, têm um maior número de fibras orientadas na direção longitudinal relativamente à transversal, criando assim uma anisotropia nos elementos estruturais. De modo a definir as propriedades do material é adotada a notação proposta no manual de dimensionamento da Fiberline<sup>10</sup> (Figura 3.3).

<sup>8</sup> Apesar de existirem outros processos de fabrico, para este projeto foram escolhidos os perfis produzidos pela Fiberline Composites A/S, logo, as características descritas ao longo deste trabalho são as que se encontram num manual de dimensionamento desenvolvido sob a alçada desta empresa.

<sup>9</sup> Existem fundamentalmente 3 tipos de matriz: de *Polyester*, de *Epoxy* ou de *Fenol*.

<sup>10</sup> Empresa Dinamarquesa sediada na cidade de Kolding



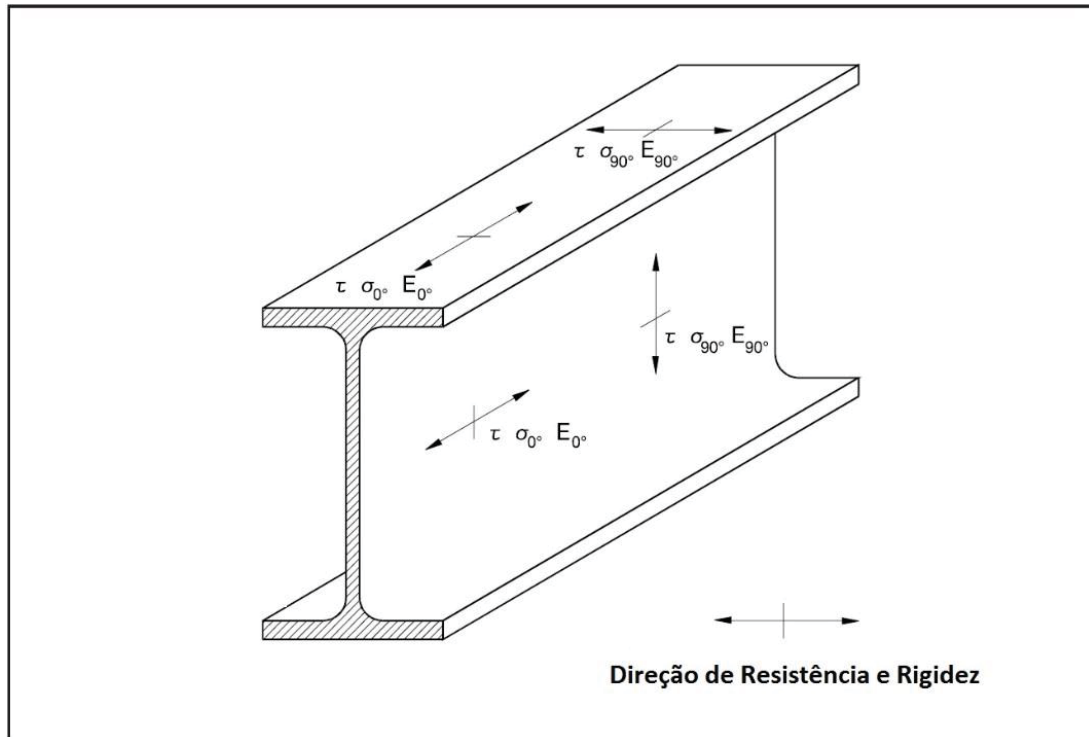


Figura 3.3 – Direções de resistência e rigidez - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Na Tabela 3.1 e na

Tabela 3.2 encontram-se detalhadas algumas das propriedades do GFRP relevantes para este estudo.

Tabela 3.1 – Valores característicos da resistência à tração (GFRP) - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Tipo de resistência	Sigla	[MPa]
Flexão, 0°	$f_{b,0^\circ}$	240
Flexão, 90°	$f_{b,90^\circ}$	100
Tração, 0°	$f_{t,0^\circ}$	240
Tração, 90°	$f_{t,90^\circ}$	50
Compressão, 0°	$f_{c,0^\circ}$	240
Compressão, 90°	$f_{c,90^\circ}$	70
Corte	$f_\tau$	25
Pin-bearing, longitudinal	$f_{cB,0^\circ}$	150
Pin-bearing, transversal	$f_{cB,90^\circ}$	70

Tabela 3.2 – Algumas características mecânicas (GFRP) - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Característica	Sigla	Valor
Módulo de elasticidade, 0°	$E_{0^\circ}$	23 000 / 28 000 <sup>11</sup> MPa
Módulo de elasticidade, 90°	$E_{90^\circ}$	8 500 MPa
Módulo de distorção	$G$	3 000 MPa
Coeficiente de Poisson 0°,90°	$\nu_{0^\circ,90^\circ}$	0.23
Coeficiente de Poisson 90°,0°	$\nu_{90^\circ,0^\circ}$	0.09
Coeficiente de dilatação térmica, 0°	$\alpha_{0^\circ}$	0.00001 °C <sup>-1</sup>
Coeficiente de dilatação térmica, 90°	$\alpha_{90^\circ}$	0.000017 °C <sup>-1</sup>

No que diz respeito aos coeficientes de segurança a aplicar, é de salientar que os valores referidos na Tabela 3.3 são definidos com base nas recomendações propostas pelo *EUROCOMP Design Code* e a partir de ensaios realizados pela própria empresa.

Tabela 3.3 – Coeficientes de segurança (GFRP) - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Temperatura de serviço (°C)	$\gamma_m$	
	Carregamento a curto prazo	Carregamento a longo prazo
-20	1.3	3.2
60	1.3	3.2
80	1.6	4.0

De modo a ser possível efetuar uma consulta mais simples e direta dos valores de cálculo da resistência dos perfis, é criada a Tabela 3.4 onde se encontra já efetuada a divisão dos valores característicos de resistência à tração pelo respetivo coeficiente de segurança.

<sup>11</sup> O módulo de elasticidade depende do tipo de malha com que o perfil é produzido e pode alternar neste intervalo de valores, contudo, o manual de dimensionamento da empresa refere para cada perfil quais as respetivas propriedades.

Tabela 3.4 – Valores de cálculo da resistência (GFRP) – adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Tipo de resistência	Sigla	Curto prazo [MPa]	Longo prazo [MPa]
Flexão, 0°	$f_{b,0^\circ,d}$	185	75
Flexão, 90°	$f_{b,90^\circ,d}$	75	30
Tração, 0°	$f_{t,0^\circ,d}$	185	75
Tração, 90°	$f_{t,90^\circ,d}$	40	30
Compressão, 0°	$f_{c,0^\circ,d}$	185	75
Compressão, 90°	$f_{c,90^\circ,d}$	75	30
Corte	$f_{T,d}$	20	8

Após a análise dos valores apresentados na Tabela 3.4, tendo em conta que os perfis de GFRP apresentam um peso volúmico próximo dos 18kN/m<sup>3</sup>, rapidamente se conclui que este material apresenta um rácio resistência/peso elevadíssimo. Todavia, apenas funciona em regime elástico, tendo uma rotura frágil quando atinge o limite de resistência.

A conexão entre perfis pode ser realizada por intermédio de colas, apesar de ser difícil quantificar a resistência dessa ligação, ou através de parafusos por vezes em conjunto com umas chapas em aço inoxidável, mais correntemente apelidadas de *brackets* (Figura 3.4).

Figura 3.4 - Exemplo de ligação aparafusada entre perfis de GFRP<sup>12</sup>

Na Figura 3.5 as recomendações da Fiberline relativamente a aplicações indevidas dos perfis pultrudidos.

<sup>12</sup> No Anexo A6 encontram-se os desenhos de todas as ligações aparafusadas da estrutura.

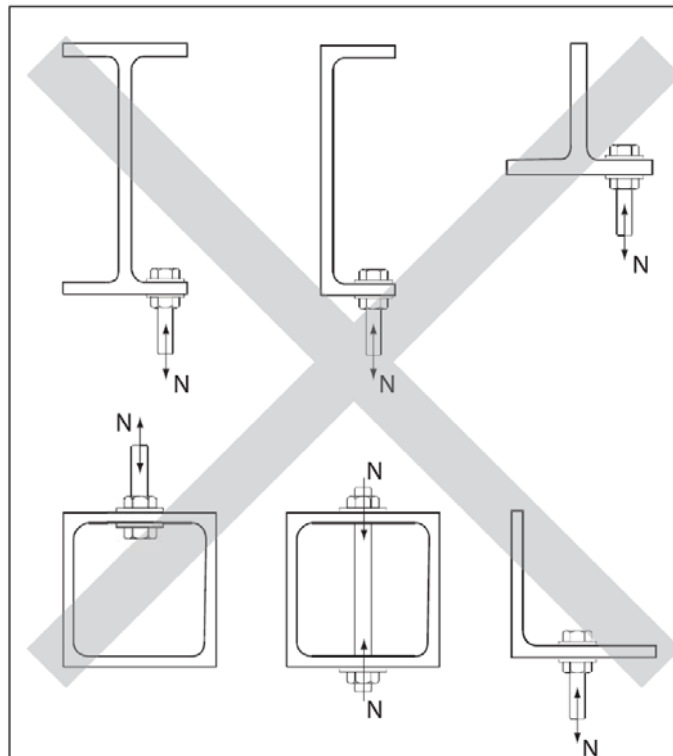


Figura 3.5 - Aplicações indevidas dos perfis de GFRP - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Estas cargas concentradas não são apropriadas para o GFRP e devem ser evitadas, exceto em casos que a sua viabilidade seja garantida por análise experimental.

A empresa Dinamarquesa recomenda também que, de modo a assegurar a integridade estrutural a longo prazo, as cargas permanentes mobilizem no máximo um terço da resistência máxima de cálculo dos perfis pultrudidos.

### 3.3 BETÃO ARMADO

Desde os tempos da Antiguidade que existem referências a argamassas: os Babilónios e os Assírios usavam a argila como ligante e no caso dos Egípcios, esse efeito era obtido através de calcário ou gesso. Porém, só a partir do século XVIII foram surgindo sucessivas descobertas<sup>13</sup> que criaram o betão armado tal como se conhece hoje.

O betão é um material heterogêneo constituído por uma combinação de agregados, água, um ligante hidráulico (tipicamente cimento) e adjuvantes. Dentro desta mistura, cada constituinte desempenha um papel diferente: os agregados são a parte responsável pela resistência, o cimento pela ligação entre as partículas da mistura, a água confere trabalhabilidade e os adjuvantes introduzem características especiais. Logo, diferentes misturas resultam em diferentes propriedades.

Apesar de o betão lidar mal com esforços de tração, tem uma boa resistência à compressão, um peso volúmico próximo dos 24 kN/m<sup>3</sup> e, devido à sua trabalhabilidade enquanto fresco, é muito moldável,

<sup>13</sup> Aplicação de ligantes hidráulicos, criação do cimento tipo Portland, introdução de agregados e armaduras, etc..

podendo assim assumir geometrias complexas. As propriedades do material relevantes para este estudo encontram-se na Tabela 3.5 adaptada do Eurocódigo 2.

Tabela 3.5 – Classes de resistência à compressão do betão – adaptado da EN 1992-1-1, 2004

	[MPa]		
$f_{ck}$	20	25	30
$f_{ck,cube}$	25	30	37
$f_{ctm}$	2.2	2.6	2.9
$E_{cm}$	30 000	31 000	33 000

Falta, ainda, referir o segundo constituinte do betão armado: as armaduras de aço. Estas costumam assumir a forma de varões, fios, redes e cabos de pré-esforço e tiram partido da elevada resistência à tração do aço. Na Figura 3.6 encontram-se as condições necessárias para o aço das armaduras de acordo com o Eurocódigo 2.

Forma do produto		Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, $\epsilon_{uk}$ (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			0,3 $A f_{yk}$ ( $A$ é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) ≤ 8 > 8	± 6,0 ± 4,5						5,0

Figura 3.6 - Propriedades das armaduras (EN 1992-1-1)

A combinação dos dois materiais que dão origem ao betão armado tira partido do melhor de cada um deles: o betão fica responsável por absorver os esforços de compressão e fixar as armaduras que são dispostas de modo a absorverem os esforços de tração.

Há várias décadas que o material de construção abordado neste capítulo é o mais utilizado em Portugal, sobretudo porque, associado ao seu bom comportamento mecânico, existe um grande domínio das técnicas de produção (estando estas industrializadas em larga escala) o que o torna num rival praticamente imbatível do ponto de vista económico.

Apesar do vasto leque de vantagens que o betão armado apresenta, nesta dissertação é dada prioridade aos chamados “novos materiais”. Todavia, o “velho amigo” betão armado ainda terá uma participação neste projeto: nas fundações, nos contrapesos<sup>14</sup> e nos núcleos de rigidez<sup>15</sup>.

### 3.4 Aço

O aço é uma liga metálica composta por ferro e uma percentagem de carbono que varia entre os 0.008% e os 2.11%. Apesar de possuir um peso volúmico significativamente elevado (cerca de 77kN/m<sup>3</sup>), a sua elevada resistência associada a formas geométricas esbeltas que permitem tirar o melhor partido das secções, resultam em peças leves e com preços bastante competitivos relativamente a outros materiais.

A elevada maleabilidade deste material, juntamente com a possibilidade de serem efetuadas ligações soldadas, permite criar soluções fora do convencional de forma a adaptarem-se às exigências particulares de alguns projetos.

A durabilidade deste material está dependente do ambiente em que está inserido, nomeadamente do contacto que tem com água e agentes químicos corrosivos. Uma medida preventiva para evitar fenómenos precoces de corrosão é optar por um aço inoxidável, que, embora tenha um preço substancialmente mais alto, pode vir a ser economicamente mais vantajoso a longo prazo.

A Figura 3.7 apresenta os valores nominais da tensão de cedência ( $f_y$ ) e da tensão última à tração ( $f_u$ ) para aços laminados a quente, enquanto a Figura 3.8 apresenta os mesmos dados para aços inoxidáveis de acordo com a EN 10088.

---

<sup>14</sup> Os contrapesos querem-se baratos, pesados e da menor dimensão possível de modo a serem camuflados na estrutura. Considerando estes 3 fatores, o betão é uma seleção perfeitamente natural...

<sup>15</sup> Ver 4.5.4

Norma e classe de aço	Espessura nominal $t$ do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
<b>EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Figura 3.7 – Valores nominais da tensão de cedência  $f_y$  e da tensão última à tração  $f_u$  para aços estruturais laminados a quente – adaptado da EN 1993-1-1, 2010

Na Tabela 3.6 é possível encontrar algumas propriedades relevantes para o dimensionamento de elementos de aço laminado a quente.

Tabela 3.6 – Propriedades dos aços laminados a quente – adaptado da EN 1993-1-1, 2010

Propriedade	Valor
Módulo de Elasticidade ( $E$ )	210 GPa
Módulo de distorção ( $G$ )	81 GPa
Coeficiente de Poisson em regime elástico ( $\nu$ )	0.3
Coeficiente de dilatação térmica linear ( $\alpha$ )	$12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Type of stainless steel	Grade	Product form							
		Cold rolled strip		Hot rolled strip		Hot rolled plate		Bars, rods and sections	
		Nominal thickness $t$							
		$t \leq 6$ mm		$t \leq 12$ mm		$t \leq 75$ mm		$t \leq 250$ mm	
		$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Ferritic steels	1.4003	280	450	280	450	250 <sup>3)</sup>	450 <sup>3)</sup>	260 <sup>4)</sup>	450 <sup>4)</sup>
	1.4016	260	450	240	450	240 <sup>3)</sup>	430 <sup>3)</sup>	240 <sup>4)</sup>	400 <sup>4)</sup>
	1.4512	210	380	210	380	-	-	-	-
Austenitic steels	1.4306	220	520	200	520	200	500	180	460
	1.4307							175	450
	1.4541							190	500
	1.4301	230	540	210	520	210	520	200	500
	1.4401	240	530	220	530	220	520		
	1.4404								
	1.4539							230	530
	1.4571	540	540	200	500				
	1.4432	240	550			220	550	220	520
	1.4435								
	1.4311	290	550	270	550	270	550	270	550
	1.4406	300	580	280	580	280	580	280	580
	1.4439	290		270	270				
	1.4529	300		300	300	650			
	1.4547	320	650	300	650	300	650	300	650
	1.4318	350	650	330	650	330	630	-	-
Austenitic -ferritic steels	1.4362	420	600	400	600	400	630	400 <sup>2)</sup>	600 <sup>2)</sup>
	1.4462	480	660	460	660	460	640	450	650

<sup>1)</sup> The nominal values of  $f_y$  and  $f_u$  given in this table may be used in design without taking special account of anisotropy or strain hardening effects.

<sup>2)</sup>  $t \leq 160$  mm

<sup>3)</sup>  $t \leq 25$  mm

<sup>4)</sup>  $t \leq 100$  mm

Figura 3.8 - Valores nominais da tensão de cedência  $f_y$  e da tensão última  $f_u$  à tração para aços inoxidáveis – adaptado de EN 1993-1-4, 2006

Para os aços inoxidáveis, o coeficiente de Poisson em regime elástico e o coeficiente de dilatação térmica linear é semelhante ao dos aços laminados a quente, o módulo de distorção é determinado por intermédio da equação 3.1 e o módulo de elasticidade varia consoante o tipo de aço inoxidável:

- $E = 200$  GPa para aços inoxidáveis austeníticos e austenítico-ferríticos exceto as classes 1.4539, 1.4529 e 1.4547;
- $E = 195$  GPa para aços inoxidáveis austeníticos das classes 1.4539, 1.4529 e 1.4547;
- $E = 220$  GPa para aços inoxidáveis ferríticos.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.1)$$

Neste projeto, o aço inoxidável e o aço corrente são os materiais predominantes nos elementos responsáveis por efetuar a ligação da estrutura a meio vão e nos apoios, respetivamente.



## 4 CONCEÇÃO E PRÉ- DIMENSIONAMENTO

### 4.1 FORMULAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Em anos anteriores, foi, já por várias vezes, proposta a conceção de uma ponte pedonal sobre a via estruturante da FEUP<sup>16</sup> a alunos desta mesma Faculdade. Para além da utilidade associada à componente académica, estas propostas procuraram ser uma solução prática para reduzir a distância a percorrer entre os blocos principais e os edifícios implantados do outro lado da rodovia<sup>17</sup>.

Na Figura 4.1 é possível observar quatro acessos alternativos que ligam o exterior das infraestruturas principais à cantina e AEFEUP (linhas a cheio), sendo que as linhas a tracejado estão associadas, por via da cor, ao percurso mais curto a partir do interior.

---

<sup>16</sup> No Anexo A2 encontra-se a planta da zona de implantação da ponte juntamente com o perfil transversal do terreno.

<sup>17</sup> Cantina, edifício da Associação de Estudantes (bar e reprografia) e mais recentemente a sede da *ShiftForward* (UPTEC).

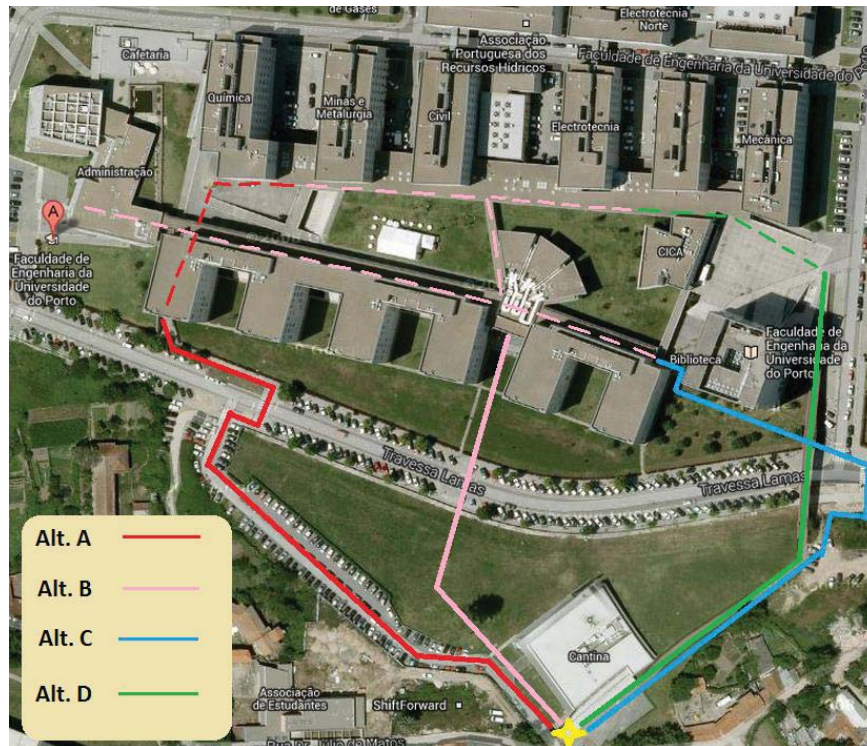


Figura 4.1 – Acessos á cantina e AEFEUP

A Tabela 4.1 menciona a distância a percorrer associada a cada um dos percursos alternativos.

Tabela 4.1 – Distância a percorrer a partir do exterior<sup>18</sup>

Alternativa	Distância a percorrer (m)
A	298
B	176
C	270
D	202

Como se pode verificar, a alternativa B<sup>19</sup> representa o trajeto mais curto para quem se encontra nos Blocos A e B e para três dos cinco departamentos. A alternativa A assume-se como a mais curta apenas para o departamento de Engenharia Química, enquanto a C somente para quem marca presença no bar da Biblioteca. Já a alternativa D revela-se a mais curta para os utilizadores da Biblioteca e do Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial.

Daqui se conclui que a alternativa mais vantajosa para o maior número de pessoas é aquela que não se encontra construída (Alternativa B). No entanto, gastar milhares de euros na construção de uma nova

<sup>18</sup> Ou seja, foram medidas as distâncias dos percursos marcados a linha contínua.

<sup>19</sup> Alternativa inexistente à data. É o local previsto para implantação deste projeto.

ponte pedonal que apenas vai poupar alguns metros em cada viagem entre as duas partes já anteriormente referidas, pode ser difícil de justificar.

No presente trabalho é proposto algo mais ousado que uma simples passagem. Pretende-se a conceção de uma ponte laboratório: algo que justifique o investimento na sua materialização, com evoluções no domínio da Engenharia.

Ao conceber uma solução que não permite alterações ao seu modelo estrutural fica-se restringido a estudar a mesma estrutura durante o seu período de vida. Porém, se for criada a possibilidade de proceder a certas modificações e a instalação de equipamentos<sup>20</sup> for algo já previamente pensado, é possível obter diferentes comportamentos sem ter que estudar diferentes estruturas.

#### 4.2 LOCALIZAÇÃO DA OBRA: CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES

Seria um desperdício não aliar a utilidade que este trabalho pretende ter na investigação académica com uma deslocação mais curta entre as duas margens do campus da FEUP. É por isso importante localizar uma das extremidades da ponte num local intermédio entre os dois edifícios com maior afluência do lado Sul (Cantina e AEFEUP); tendo em conta que do lado Norte já existem ligações nos dois extremos do Bloco B<sup>21</sup>, é aqui proposto que o local de implantação da ponte seja numa zona mais central desse edifício (Figura 4.2).



Figura 4.2 - Linha de implantação

Embora este seja um trabalho que valoriza mais o ponto de vista funcional relativamente à estética, só em último recurso é que podem existir soluções esteticamente menos bem conseguidas justificadas por razões estruturais. Por isso, neste trabalho opta-se por dispor a ponte perpendicularmente à via que

<sup>20</sup> Equipamentos de controlo de vibrações, de monitorização, sensores, etc..

<sup>21</sup> Ver alternativas A, C e D da Figura 4.1.

atravessa, disposição essa que garante também o enquadramento longitudinal para quem aborda a sua travessia a partir do antigo bar da AEFEUP.

Ao nível do cruzamento da obra com a Via Estruturante é necessário ter em atenção o *gabarit* livre a satisfazer de modo que o trânsito rodoviário não seja afetado. No que diz respeito ao tráfego pedonal, é também necessário ter em conta a inclinação das rampas para não causarem desconforto na passagem dos utilizadores.

O elevado número de pessoas que se deslocam para a cantina durante a hora de almoço ou outros grandes grupos de indivíduos que esporadicamente atravessam de uma margem para a outra do Campus, certamente serão um desafio ao comportamento dinâmico da ponte.

### 4.3 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

#### 4.3.1 TIPO DE PONTE

Após a análise do que é proposto para este trabalho, bem como das características e condicionantes do local, foi possível chegar aos primeiros esboços da ponte. Entre várias alternativas, destaca-se a representada na Figura 4.3: uma ponte móvel treliçada com dois apoios rotativos. Este modelo permite a separação da estrutura integral em duas consolas fixas nos apoios, que, ao rodar, permitem a sua construção, modificação, manutenção e reparação sem interferir com o tráfego rodoviário da Via Estruturante. Para além desta vantagem, uma solução treliçada com ligações aparafusadas é suscetível de sofrer as alterações estruturais<sup>22</sup> referidas no final da secção 4.1.

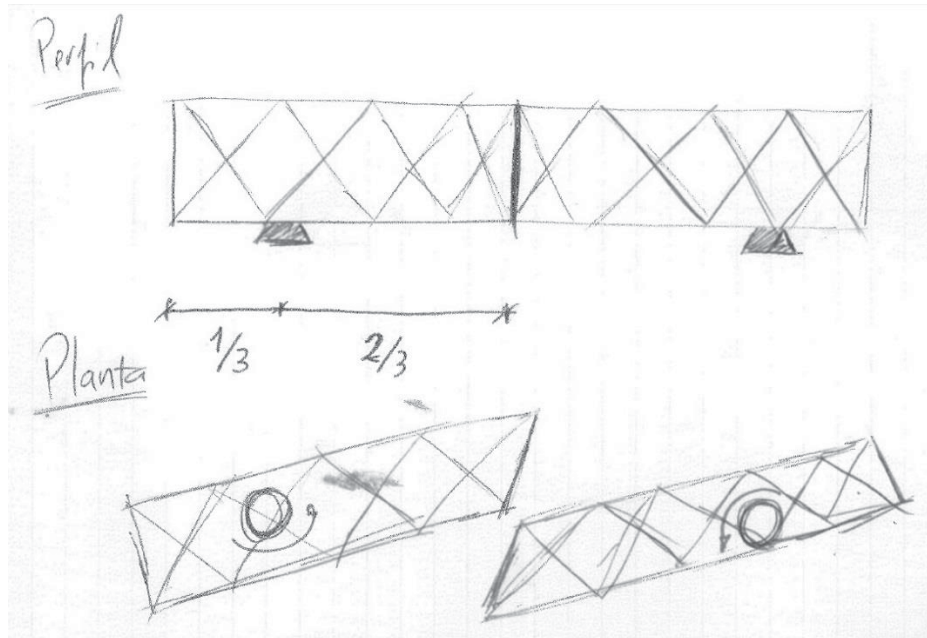


Figura 4.3 – 1º esboço do modelo final

<sup>22</sup> Estas alterações podem-se traduzir através da introdução, substituição ou remoção de barras, acoplagem de massas localizadas, instalação de equipamentos, etc.

Após uma pesquisa na área dos novos materiais, os perfis em GFRP<sup>23</sup> apresentam-se como uma solução convincente para a materialização da treliça. Esta opção é tomada de forma a tirar o melhor partido das características do material: simplicidade de montagem e fixação, elevada resistência e peso volúmico reduzido.

#### 4.3.2 LEGISLAÇÃO E NORMAS A RESPEITAR

Para que o trânsito rodoviário circule sem transtornos, é necessário existir uma altura mínima entre a rodovia e qualquer tipo de obstáculo. O Art.º 57º do Regulamento Geral das Estradas e Caminhos Municipais (Lei 2110, 1961) refere o seguinte: *“Os atravessamentos sobre as vias municipais e por conduções aéreas ou obras de qualquer natureza não poderão ser estabelecidos ou reconstruídos a altura inferior a 5 m, a contar do nível do pavimento, e os existentes a altura menor poderão ser mandados levantar para aquela altura pelas câmaras municipais e a expensas suas, quando se verifique constituírem prejuízo para o trânsito.”*.

No que toca a rampas, deve-se procurar satisfazer o disposto na Secção 2.5 do Anexo relativo a normas técnicas para melhoria da acessibilidade das pessoas com mobilidade condicionada do Decreto-Lei n.º 163/2006: *“ 2.5.1 – As rampas devem ter a menor inclinação possível e satisfazer uma das seguintes condições: 1) Ter uma inclinação não superior a 6%, vencer um desnível não superior a 0.6 m e ter uma projeção horizontal não superior a 10 m; 2) Ter uma inclinação não superior a 8%, vencer um desnível não superior a 0.4 m e ter uma projeção horizontal superior a 5 m”*.

A verificação das capacidades resistentes dos perfis em GFRP é feita de acordo com o manual de dimensionamento fornecido pela Fiberline. De salientar que esta empresa dinamarquesa é certificada com a norma Europeia ISO 9001<sup>24</sup>.

A definição das ações induzidas pelo tráfego pedonal está de acordo com o descrito na parte 1-2<sup>25</sup> do Eurocódigo 1<sup>26</sup> (mais concretamente no Capítulo 5), enquanto as ações do vento são calculadas com base na parte 1-4<sup>27</sup> e as térmicas na 1-5<sup>28</sup> do mesmo documento.

O dimensionamento dos elementos em betão armado bem como dos metálicos é realizado ao abrigo dos Eurocódigos 2 e 3, respetivamente.

As combinações de ações são geradas de acordo com o Anexo 2 do Eurocódigo 0.

#### 4.3.3 DIMENSÕES PRINCIPAIS

As dimensões da secção transversal são, em parte, influenciadas pela Ponte Pedonal sobre o Esteiro de S. Pedro em Aveiro<sup>29</sup> por se tratar de uma estrutura com o mesmo propósito e a mesma tipologia estrutural (treliçada), assim como por estarem ambas inseridas no Campus de uma Universidade. É assim definida uma altura de 4m, um tabuleiro com largura de 3m e guardas com 1.15m de altura.

A opção por um tabuleiro de largura mais reduzida relativamente ao projeto referido justifica-se, em primeira instância, por motivos de contenção de custos, não devendo essa decisão afetar a boa circulação

---

<sup>23</sup> No Anexo A1 encontram-se as fichas técnicas de todos os perfis utilizados neste projeto.

<sup>24</sup> Esta norma certifica os sistemas de gestão da qualidade.

<sup>25</sup> Ações do tráfego em pontes.

<sup>26</sup> Ações em estruturas.

<sup>27</sup> Ações gerais. Ações do vento.

<sup>28</sup> Ações gerais. Ações térmicas.

<sup>29</sup> Esta ponte tem uma secção transversal de 4m de largura e 4m de altura.



dos peões. Esta questão pode ser posta em causa pela circulação de ciclistas, pelo que, o trânsito deste tipo de veículos será condicionado.

Embora uma solução assimétrica possa ser mais apelativa do ponto de vista estético, ao libertar o lado Norte de alguns elementos estruturais e concentrá-los no lado Sul, em contraste com o que se encontra construído atualmente, as opções tomadas até este ponto condicionam essa alternativa devido a motivos funcionais, nomeadamente no que diz respeito à operação de fecho da ponte<sup>30</sup> e do cumprimento da altura mínima entre a estrutura e a rodovia. Assim sendo, opta-se por uma solução em que o plano de simetria contém o eixo da estrada existente, tal como representado na Figura 4.4.

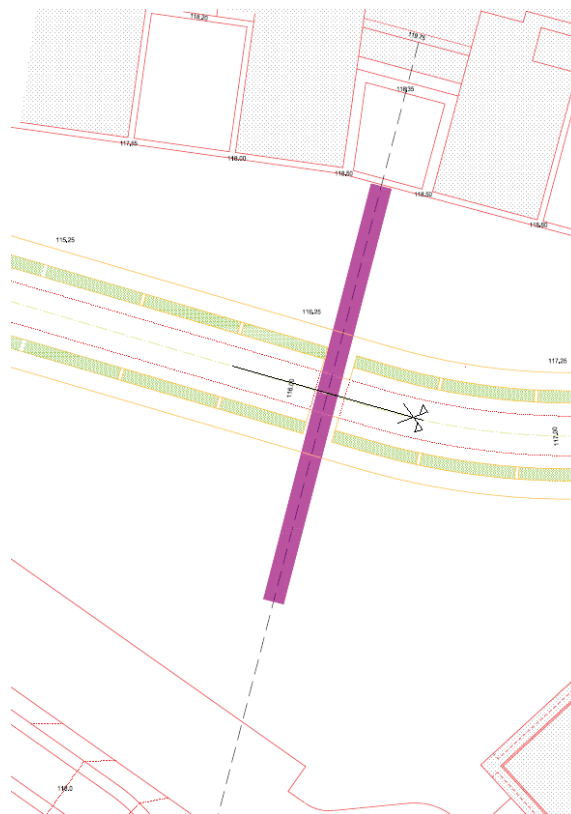


Figura 4.4 – Local de implantação (em planta)

No que se refere ao traçado em perfil, a condicionante prioritária a respeitar são os 5m de *gabarit* relativamente à via. Posteriormente, é necessário garantir que o movimento de rotação das consolas não resulte na colisão com um dos edifícios já existentes<sup>31</sup>. Por último, deve-se minimizar o volume de terraplanagens<sup>32</sup> e a inclinação das rampas. Posto isto, a solução definida é a da Figura 4.5.

<sup>30</sup> Uma solução simétrica tem a vantagem de os deslocamentos que as consolas apresentam na zona de fecho serem, muito provavelmente, mais próximos, facilitando assim toda a operação.

<sup>31</sup> Este ponto é condicionado pela consola do lado Norte devido à sua proximidade ao Bloco B.

<sup>32</sup> As terraplanagens são para criar rampas de acesso e ocultar uma parte dos apoios, ou seja, inserir o mais naturalmente possível a estrutura no meio envolvente.

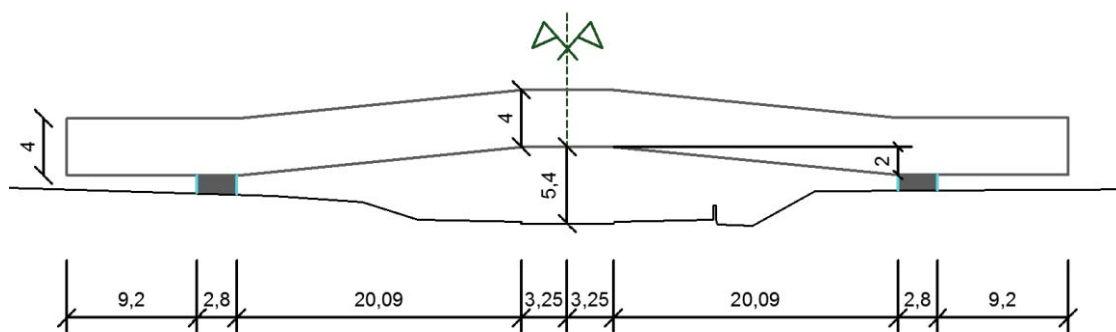


Figura 4.5 - Perfil de implantação

Realça-se que a inclinação das rampas é da ordem dos 10%, pois vence um desnível de 2 metros num comprimento de 20,09m, o que levanta uma questão delicada para tratar com as autoridades licenciadoras.

#### 4.3.4 MODELOS DE TRELIÇA PRELIMINARES

Após a fixação das dimensões principais da obra de arte, procede-se à seleção do modelo de treliça a adotar. De entre os primeiros esboços, existem 3 propostas (Figura 4.6) que se destacam e merecem uma análise mais detalhada para decidir qual a melhor solução.

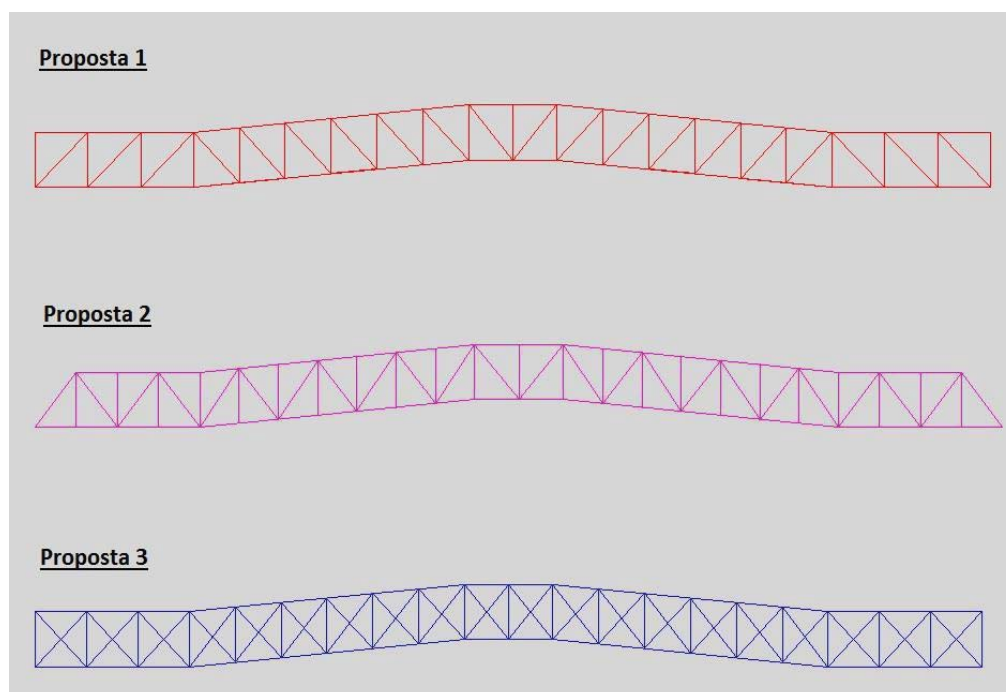


Figura 4.6 – Modelos de treliça

Visto que os perfis de GFRP não podem ser ligados através de soldaduras, na zona de cruzamento entre duas barras estas não se podem sobrepor, ou seja, têm de passar uma justaposta à outra. Na Proposta 3,

este pormenor, mais concretamente no cruzamento das barras diagonais, é indesejável pois traz condicionantes à geometria das longarinas<sup>33</sup> sendo assim eliminada esta alternativa.

Tal como o aço, o material a ser aplicado nesta treliça tem maior resistência à tração do que à compressão<sup>34</sup>, sendo por isso aconselhável reduzir a extensão das barras comprimidas.

Para uma carga uniformemente distribuída por toda a extensão da longarina inferior, a Proposta 2 apresenta as barras verticais tracionadas e as diagonais sucessivamente alternando entre esforços de tração e de compressão; já na Proposta 1, são as barras verticais que trabalham à compressão enquanto as diagonais absorvem os esforços de tração. Daqui, conclui-se que a solução que melhor otimiza a distribuição de esforços pela estrutura é a Proposta 1, logo, será esta a base do modelo estrutural.

#### 4.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO PRINCIPAL

##### 4.4.1 MODELO BIDIMENSIONAL

Após alguns ajustes à geometria da treliça sugerida anteriormente, decide-se avançar com o modelo bidimensional<sup>35</sup> representado na Figura 4.7.

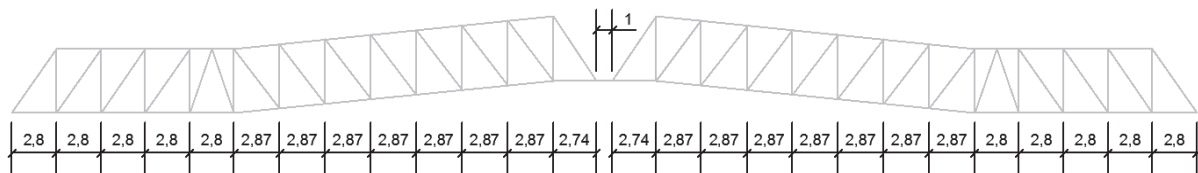


Figura 4.7 - Modelo bidimensional

Tratando-se de uma estrutura com uma largura reduzida, opta-se por apenas duas longarinas inferiores, separadas de 3 m a dar suporte ao tabuleiro que, para efeitos de cálculo, vai receber um carregamento<sup>36</sup> de 5 kN/m<sup>2</sup>, multiplicado por um coeficiente de segurança de 1.5. Tudo isto resulta numa carga uniformemente distribuída de  $5 \times 3 \div 2 \times 1.5 = 11.25$  kN/m para cada longarina, que quando aplicada a esta treliça, gera esforços maioritariamente axiais. Logo, neste Capítulo, apenas esses são relevantes para o pré-dimensionamento<sup>37</sup>.

##### 4.4.1.1 Longarinas

Por questões estruturais<sup>38</sup>, de fabrico<sup>39</sup> e de montagem<sup>40</sup>, faz todo o sentido que as quatro longarinas sejam do mesmo perfil e de secção constante ao longo do seu desenvolvimento. Posto isto, se o local onde se concentram as maiores tensões nestas peças é na conexão com os apoios (Figura 4.8), esse é o ponto crítico para o dimensionamento.

<sup>33</sup> Sendo que as barras diagonais cruzam-se sem sobreposição e ligam-se às longarinas, seria necessário que estas últimas tivessem uma maior largura e que aceitassem ligações aparafusadas excêntricas para efetuar essa conexão.

<sup>34</sup> Devido a fenómenos de encurvadura.

<sup>35</sup> Nesta fase são admitidos perfis tubulares quadrangulares semelhantes para todas as barras.

<sup>36</sup> Este valor surge de acordo com a carga máxima pedonal prevista pelo Eurocódigo 1.

<sup>37</sup> Nas figuras que apresentam diagramas de esforços, realça-se o facto de valores positivos corresponderem a compressões e valores negativos corresponderem a trações.

<sup>38</sup> Complica a transmissão de esforços.

<sup>39</sup> Encomendar perfis pultrudidos de secção variável feitos por medida sairia extremamente caro.

<sup>40</sup> Perfis diferentes nas longarinas superiores e inferiores pode trazer complicações ao nível das ligações destas com as barras verticais e diagonais.



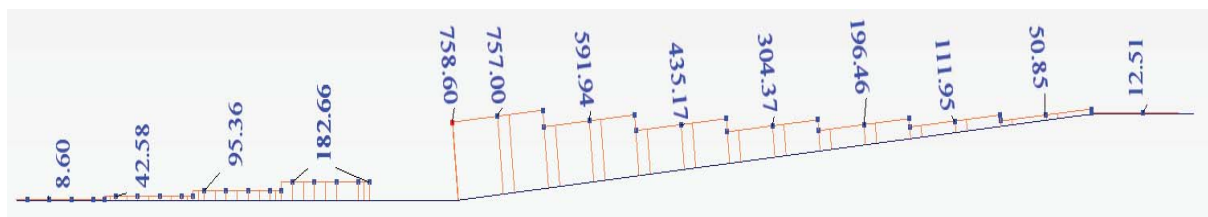


Figura 4.8 – Diagrama de esforço axial nas longarinas inferiores (pré-dimensionamento)

Para materializar estas secções (com recurso ao catálogo da Fiberline<sup>41</sup>) é feita a ponderação entre 4 tipos de perfis: tubos quadrangulares, em I, em U ou em dois perfis em L juntos de maneira a formar um T. As duas últimas alternativas são rapidamente abandonadas devido à baixa capacidade resistente que oferecem; embora exista uma grande proximidade entre a resistência dos outros dois perfis e os tubulares sejam esteticamente mais atraentes, estes últimos trazem maiores despesas em parafusos nas ligações e, a altura comercial máxima de 24 cm, é uma desvantagem face aos 36 cm que os I's oferecem para a inclusão do tabuleiro, contrapesos, contraventamentos laterais e outros dispositivos especiais.

Logo, a escolha cai sobre os perfis I360x180x18.

#### 4.4.1.2 Barras Verticais e Diagonais

Nesta estrutura, salvo raras combinações de carga, as barras verticais trabalham à compressão. É então necessário que a secção destas apresente inércia significativa segundo todos os eixos e, nessa perspetiva, a opção recai sobre perfis tubulares quadrados.

Na Figura 4.9 observa-se o diagrama de esforço axial nas barras verticais resultante do caso de carga considerado em 4.4.1.

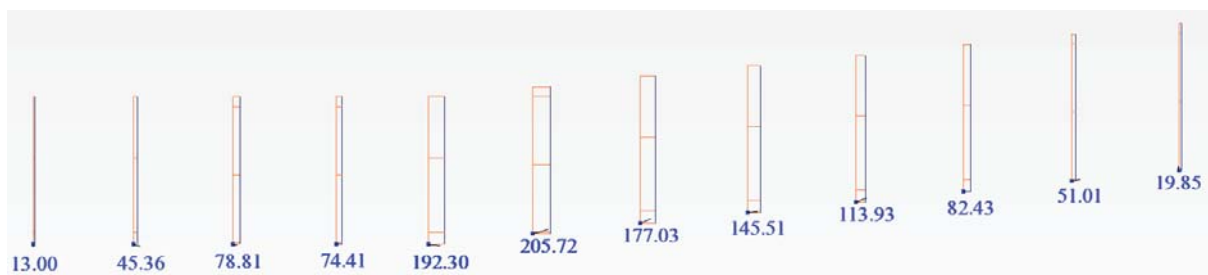


Figura 4.9 - Diagrama de esforço axial nas barras verticais (pré-dimensionamento)

Para efeitos de pré-dimensionamento, assume-se a extensão total das barras verticais como comprimento de encurvadura, ou seja, 3.64 m, que conjugado com uma carga máxima na ordem dos 205 kN, leva à seleção dos perfis ST160x160x8 para estas. Poder-se-ia considerar a aplicação de secções da mesma família mas de dimensões inferiores, com o intuito de poupar no material, nas barras menos solicitadas, contudo, essa alternativa seria mais desvantajosa do ponto de vista estético e, possivelmente, do ponto de vista económico<sup>42</sup>.

<sup>41</sup> Ver Anexo A1

<sup>42</sup> Quanto maior for a encomenda de um produto específico, mais o preço por unidade baixa.

No que diz respeito às barras diagonais, para além de garantir a resistência necessária, procura-se que estas apresentem uma área de exposição ao vento na direção transversal reduzida, boa integração visual e simplicidade na ligação às longarinas.

Apesar de serem esteticamente agradáveis, os perfis tubulares apresentam um certo grau de complexidade nas ligações quando estas se efetuam na diagonal, enquanto os perfis em U face aos em I têm uma menor área de exposição ao vento, mas requerem uma largura maior para proporcionar a mesma capacidade resistente.

Após uma ponderação entre as condicionantes referidas no parágrafo anterior e os esforços existentes nas barras (Figura 4.10), opta-se por atribuir a secção I 160x80x8 a todas as diagonais, exceto aquelas que comunicam os esforços diretamente para o apoio<sup>43</sup>.

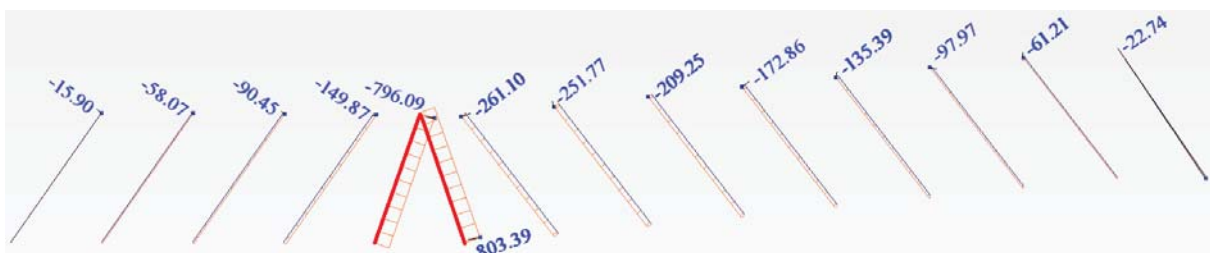


Figura 4.10 - Diagrama de esforço axial nas barras diagonais (pré-dimensionamento)

#### 4.4.2 TABULEIRO E CONTRAVENTAMENTOS LATERAIS

A junção de dois elementos distintos neste subcapítulo prende-se com o facto de serem mutuamente dependentes. De modo a apoiar o tabuleiro e garantir uma maior estabilidade lateral da ponte, são sugeridas as malhas superior e inferior de contraventamento apresentadas na Figura 4.11 e Figura 4.12 respetivamente.

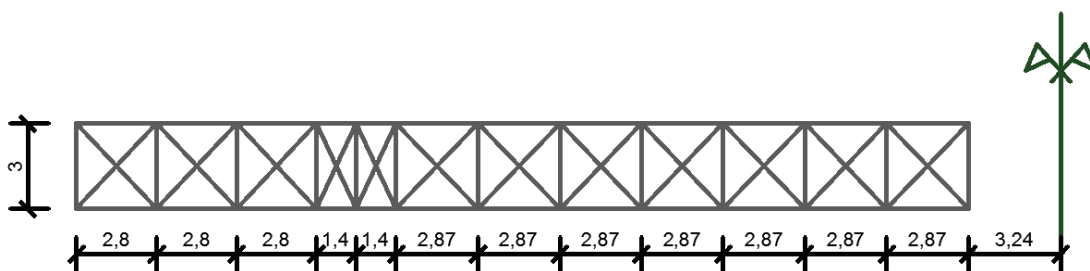


Figura 4.11 - Malha de contraventamento superior na metade esquerda (vista em planta)

<sup>43</sup> Barras representadas a cor vermelha na Figura 4.10.

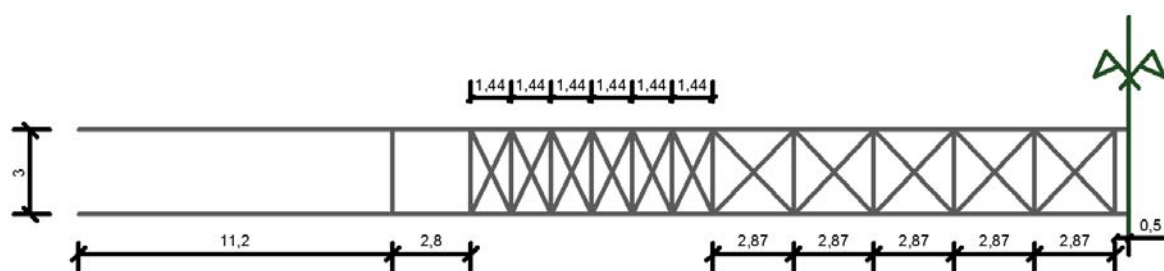


Figura 4.12 - Malha de contraventamento inferior na metade esquerda (vista em planta)

O tabuleiro é materializado através de placas pultrudidas (Figura 4.13 e Figura 4.14) pré-fabricadas pela já referenciada empresa Fiberline.

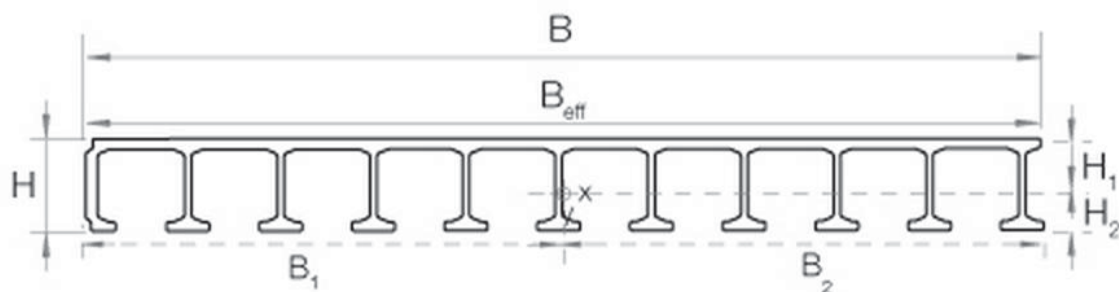


Figura 4.13 - Plank HD - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

**Geometria:**

H	40 mm
B	505 mm
B <sub>eff</sub>	500 mm
B <sub>1</sub>	248 mm
B <sub>2</sub>	257 mm
H <sub>1</sub>	15 mm
H <sub>2</sub>	25 mm

**Características Geométricas:**

A	4,783 mm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	1.07 x 10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
W <sub>x</sub>	42.9 x 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>
I <sub>n y</sub>	190.9 x 10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
W <sub>y</sub>	426.8 x 10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>

**Peso Próprio:**

0.167 kN/m<sup>2</sup> ou 8.530 Kg / m

**Rigidez:**

E<sub>0°</sub> 23 x 10<sup>3</sup> MPa

Figura 4.14 - Propriedades Plank HD - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Para estimativa da secção a atribuir às barras que funcionam como contraventamentos horizontais e simultaneamente apoiam o tabuleiro, pode simular-se uma viga simplesmente apoiada a receber, no máximo, carga de 2.8 m de desenvolvimento, isto é,

Carga por metro (q):

$$q = (5 \times 1.5 + 0.167 \times 1.35) \times 2.8 = 21.63 \text{ kN/m}$$

Momento fletor (M):

$$M = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{21.63 \times 3^2}{8} = 24.33 \text{ kN.m}$$

Logo,

$$W \geq \frac{M}{f_{c,0^\circ,d}} \Leftrightarrow W \geq \frac{24.33}{185\,000} = 131\,514 \text{ mm}^3$$

Para além de ser necessário um módulo de flexão superior ao valor atrás indicado, o perfil escolhido deve ser geometricamente capaz de dar apoio às placas de GFRP. Postas estas duas condicionantes, a solução mais económica é da gama I 200x100x10.

O pré-dimensionamento dos contraventamentos diagonais não foi baseado em nenhum processo de cálculo. A sua seleção deve-se sobretudo à necessidade de garantir o cruzamento entre eles sem sobreposição ocupando uma altura que permita a sua ligação às almas das longarinas. São então arbitrados perfis tubulares retangulares da série ST 100x60x8.

#### 4.4.3 CONTRAPESO

A incorporação de contrapesos em betão armado nesta ponte prende-se com a necessidade de distribuir o mais uniformemente possível as cargas pela região de apoio. Para tal, é necessário considerar todas as cargas que atuam permanentemente na estrutura: perfis, tabuleiro e restantes cargas permanentes.

Para estas últimas foi arbitrada uma carga de  $0.5 \text{ kN/m}^2$ , enquanto da Figura 4.14 pode-se retirar o valor do peso próprio do tabuleiro por metro quadrado ( $0.167 \text{ kN/m}^2$ ). O processo para a determinação do peso próprio do esqueleto estrutural consiste na introdução da estrutura pré-dimensionada no programa de cálculo automático que fornece a massa total da estrutura ( $12.581 \text{ t}$ ), essa massa é convertida em carga ( $123.42 \text{ kN}$ ) e dividida pela extensão total da ponte de modo a obter uma estimativa do peso por metro linear de desenvolvimento

$$\frac{123.42}{74.66} = 1.653 \text{ kN/m}$$

O equilíbrio considerado neste pré-dimensionamento é para a situação em que a ponte está aberta, ou seja, a funcionar como uma consola encastrada no apoio. Logo, resta apenas igualar os momentos que vêm de cada um dos lados e determinar a carga a induzir pelo contrapeso<sup>44</sup> ( $cP$ )

$$M_{\text{extremidade}} = M_{\text{parte central}} \quad (4.1)$$

$$[cP \times 3 + 1.653 + (0.167 + 0.5) \times 3] \times \frac{11.2^2}{2} = [1.653 + (0.5 + 0.167) \times 3] \times \frac{23.33^2}{2}$$

$$cP = 4.07 \text{ kN/m}^2$$

Com um peso volúmico de  $25 \text{ kN/m}^3$ , são necessários blocos de betão com uma espessura ( $e$ ) aproximada de

$$e = \frac{4.07}{25} = 0.1628 \text{ m}$$

<sup>44</sup> Esta carga é distribuída pela área compreendida entre longarinas inferiores desde a extremidade até ao apoio.

## 4.5 CONCEÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS PARTICULARES

### 4.5.1 APOIOS ROTATIVOS

Uma das características desta ponte é rodar em torno dos apoios ficando separada em duas consolas independentes, logo, são necessários aparelhos de características especiais para cumprir este requisito e, no âmbito deste projeto, propõe-se a materialização do movimento de rotação da estrutura por intermédio de rolamentos de giro (Figura 4.15).

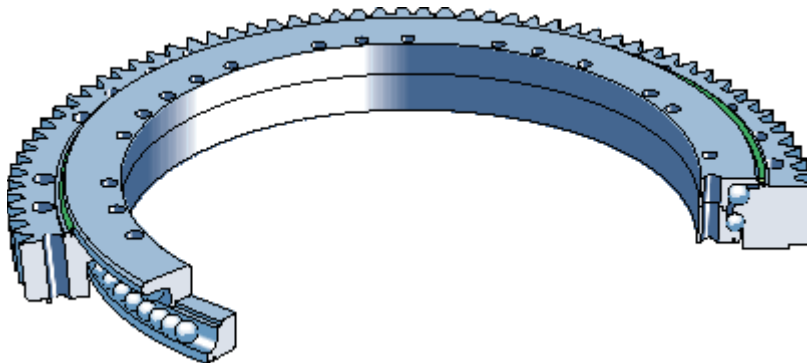


Figura 4.15 – Rolamento de giro

Este mecanismo consiste em dois anéis de aço ligados entre si por esferas do mesmo material inseridas numa cavidade circular, que, quando corretamente lubrificadas, permitem o movimento de rotação entre os dois anéis e em simultâneo transmitem os esforços de corte. Para induzir esse movimento, é necessária a ação de um atuador ligado a um dos anéis que encaixa nos dentes do outro anel, forçando a rotação diferencial entre as duas peças e do que a elas estiver acoplado. É recomendado que as tensões sejam o mais uniformes possível ao longo de todo o rolamento, de modo a evitar empenos passíveis de gerar um incorreto funcionamento da peça.

No caso da ponte em estudo nesta dissertação, pretende-se que a superestrutura esteja ligada ao anel interior, transmitindo assim as cargas através de esforços de corte para o anel exterior que, ao estar ligado através de chumbadouros a um pilar circular oco de betão armado, vai transmiti-las para as fundações.

A solução descrita no parágrafo anterior foi inspirada pelo mecanismo de rotação do Design&Wine Hotel em Caminha, projeto do gabinete de Engenharia SE2P<sup>45</sup>, que pode ser observado na Figura 4.16.

---

<sup>45</sup> Sociedade de Engenharia, Projectos e Planeamento



Figura 4.16 - Mecanismo de rotação do Design&Wine Hotel (Caminha) - SE2P

Neste caso, o atuador encontra-se inserido num veio ligado à grelha metálica<sup>46</sup> que serve de base de sustentação aos quartos do Hotel e encaixa nos dentes do anel exterior fixo ao pilar de betão armado e à respetiva fundação. O movimento de translação do atuador ao longo do veio faz com que o pistão de ataque vá percorrendo os sucessivos dentes do anel exterior induzindo a rotação do anel interior e de tudo o que a este estiver acoplado (Figura 4.17).

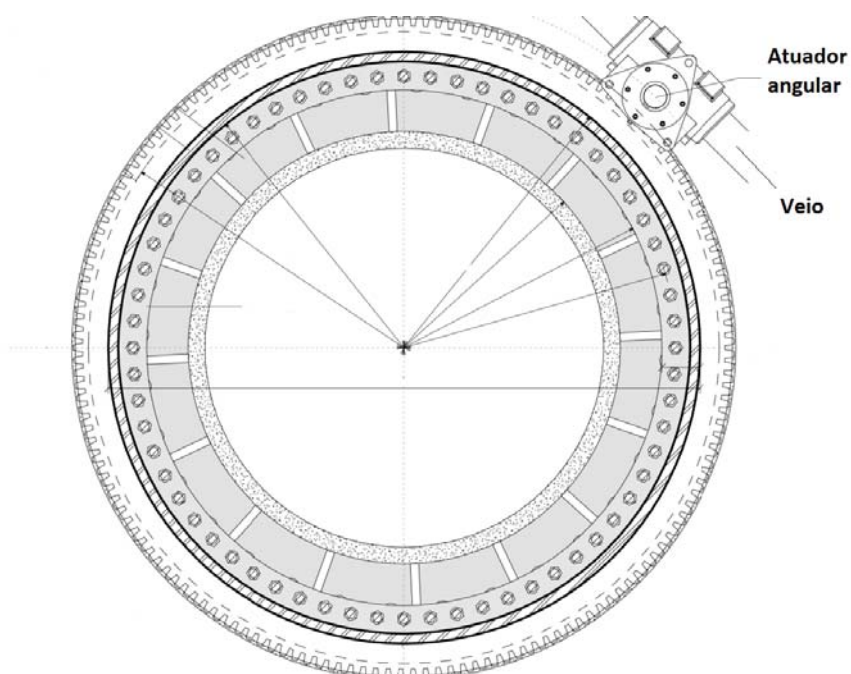


Figura 4.17 - Rolamento de giro e atuador angular

<sup>46</sup> Na Figura 4.16 pode-se observar que essa grelha metálica é mais robusta na zona do apoio devido à elevada concentração de esforços de corte que aí se verifica.

Embora o dimensionamento deste tipo de peças esteja associado mais especificamente à Engenharia Mecânica, é fundamental conhecer as condições de apoio para uma modelação estrutural adaptada ao contexto real. Neste ponto de vista, é aqui proposta uma solução conceptual que efetua a ligação entre os rolamentos de giro e a ponte. De modo a facilitar a compreensão deste sistema, da Figura 4.18 à Figura 4.22 apresenta-se um esquema da sua montagem.



Figura 4.18 - 1ª fase da montagem do apoio

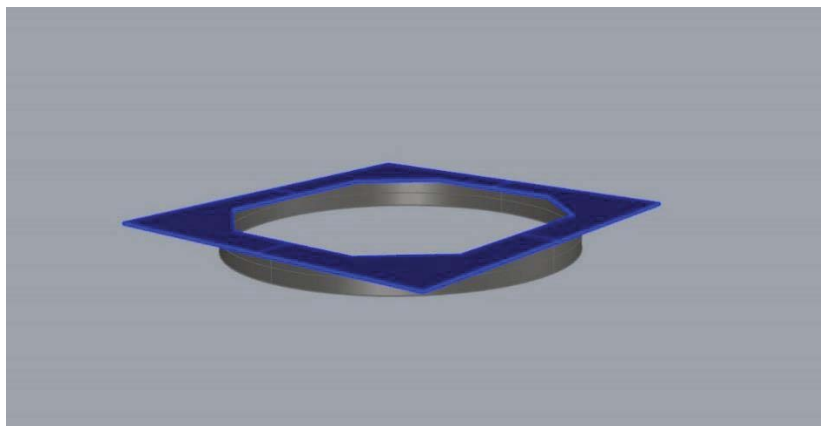


Figura 4.19 - 2ª fase da montagem do apoio

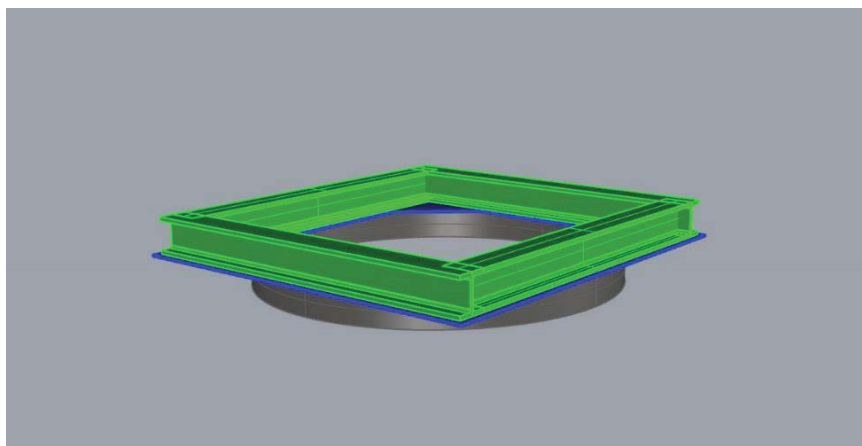


Figura 4.20 - 3ª fase da montagem do apoio



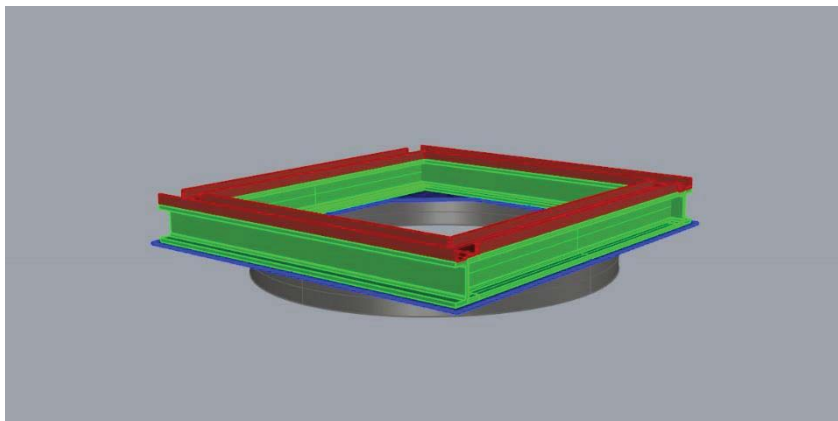


Figura 4.21 - 4ª fase da montagem do apoio

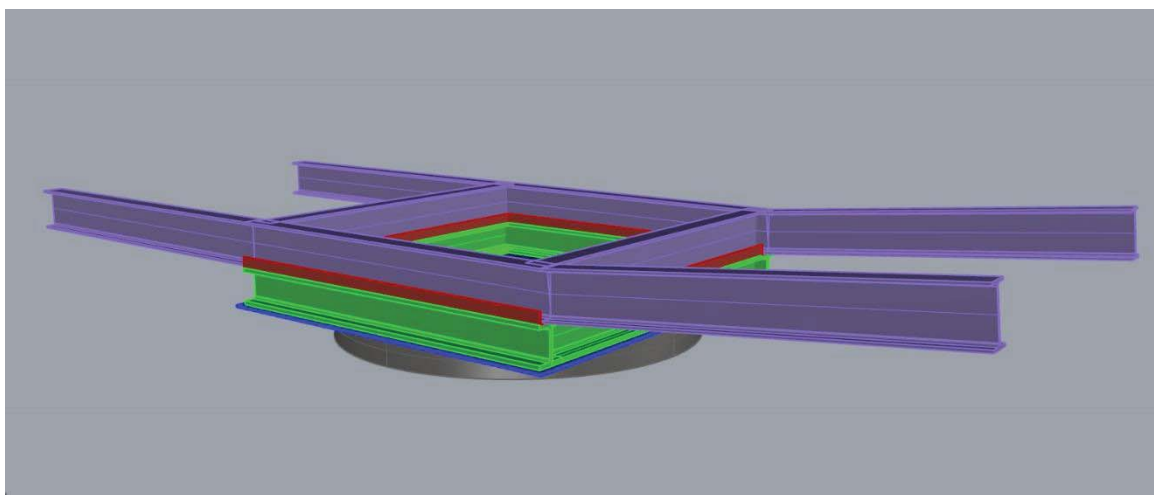


Figura 4.22 - 5ª fase da montagem do apoio

Na primeira fase observa-se uma secção circular soldada na parte inferior ao anel interior (Figura 4.18) que, numa segunda instância, é também ligada no topo por intermédio de soldaduras a uma mesa de suporte (Figura 4.19) para uns robustos perfis em H<sup>47</sup> (Figura 4.20). Em cima desses elementos são colocados uns perfis em U<sup>48</sup> (Figura 4.21) de modo a encaixar as respectivas barras de GFRP (Figura 4.22) e conferir maior estabilidade lateral à ligação. Por fim, resta apenas aparafusar a base dos perfis pultrudidos em I ao conjunto das secções metálicas em H e em U.

#### 4.5.2 ACOPLAGEM DOS CONTRAPESOS

No subcapítulo anterior é salientado o facto de os rolamentos de giro apresentarem um maior período de vida útil quando as solicitações criam um campo de tensões o mais uniforme possível em toda a peça. Como a ponte tem um maior desenvolvimento na zona central relativamente às extremidades, é

<sup>47</sup> Estes perfis são soldados à base que os suportam.

<sup>48</sup> É conveniente realizar uma pequena solda entre estes dois tipos de perfis de forma a garantir a estabilidade durante o processo de fabrico.

necessário colocar uma massa adicional<sup>49</sup> nestas últimas de modo a garantir um maior equilíbrio sobre as zonas de apoio.

Apoiar diretamente os blocos de betão armado sobre os banzos das longarinas é uma solução inviável devido a uma recomendação contida no manual de dimensionamento da empresa fabricante destes perfis<sup>50</sup>. Por isso, devem ser as almas a suportar a carga dos contrapesos. Para esse efeito, são criadas umas peças metálicas em L (Figura 4.23) que se aparafusam à alma das longarinas por uma aba, enquanto a outra sustenta os blocos (Figura 4.24).

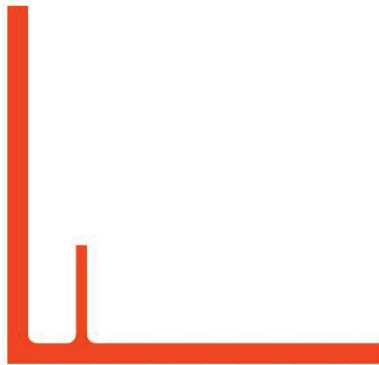


Figura 4.23 – Secção conceptual da peça metálica de apoio dos contrapesos



Figura 4.24 – Ligação dos contrapesos

A saliência na vertical existente na parte inferior de ambas as peças tem as funções de impedir o choque entre os blocos de betão armado e as longarinas e conceder espaço para a inclusão dos parafusos de ligação entre os dois elementos.

Caso se decidisse executar estas peças em GFRP, seria necessário o fabricante primeiro criar moldes específicos com a secção desejada e só depois produzi-las, o que ficaria extremamente oneroso do ponto de vista económico. No que toca à execução destas peças em aço, não só o processo de produção se torna mais simples, como sai consideravelmente mais barato, daí a opção por este material.

#### 4.5.3 JUNTA DE LIGAÇÃO

Após uma pesquisa na área das pontes móveis, não foi encontrada nenhuma estrutura desta família com um mecanismo de fecho semelhante ao abordado na presente dissertação, isto é, duas partes móveis

---

<sup>49</sup> Blocos de betão armado.

<sup>50</sup> Ver Figura 3.5

rotativas em torno de um eixo vertical que se encontram a meio vão; o que exigiu a conceção de uma junta de ligação exclusiva.

Tendo em conta a elevada leveza e baixo módulo de elasticidade do GFRP, faz sentido que o elemento de conexão seja fabricado em aço inoxidável de alta resistência, conseguindo assim ser o mais leve possível, de forma a minimizar os deslocamentos a meio vão causados pela sua acoplagem e reduzir as operações de manutenção ao longo dos anos devido à maior resistência deste material a ações ambientais face a um aço corrente.

No local onde este elemento se materializa, é indesejável a existência de um degrau, logo, deve-se procurar solidarizar os deslocamentos verticais das duas partes no ponto de ligação, implicando assim que a junta transmita forças de corte nessa direção.

Analisando as ações horizontais que podem solicitar a ponte, é mais vantajoso, de uma perspetiva estrutural e de conforto, que o comportamento desta na direção transversal seja o de uma estrutura contínua comparativamente a uma estrutura descontínua composta por duas consolas. A última opção conduz a esforços significativos em zonas próximas dos apoios e, a exemplo do caso considerado no parágrafo anterior, pode também ter deslocamentos diferenciais sobre a zona da junta. É então conveniente bloquear os movimentos transversais na direção considerada.

É óbvia a garantia de continuidade em toda a extensão, isto é, os peões não podem encontrar um fosso a meio da ponte, mas, devido às sucessivas expansões e contrações a que a estrutura vai estar sujeita, é útil permitir que as duas partes da junta deslizem entre elas. Caso contrário, ao criar pontos fixos de ligação na longitudinal, existe o risco dos mesmos não voltarem a coincidir.

Por último, de forma a simplificar o funcionamento da operação de fecho da ponte, tenta-se evitar a inclusão de elementos hidráulicos na junta de ligação

Em resposta a todas as exigências atrás referidas, é criado o modelo conceptual representado na Figura 4.25 e na Figura 4.26.

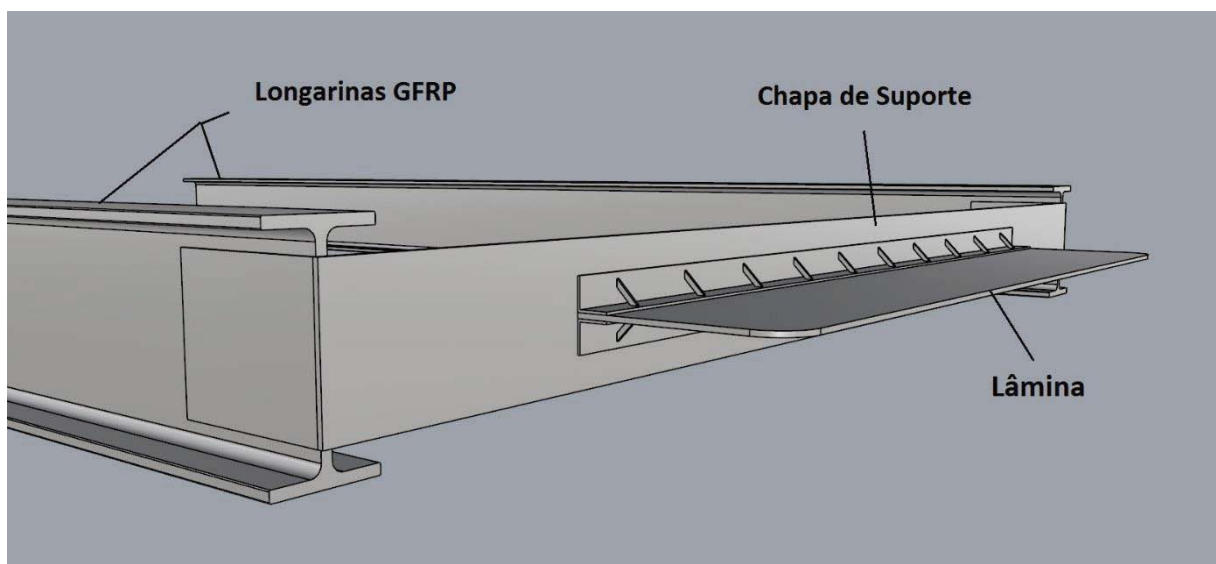


Figura 4.25 - Positivo da junta de ligação

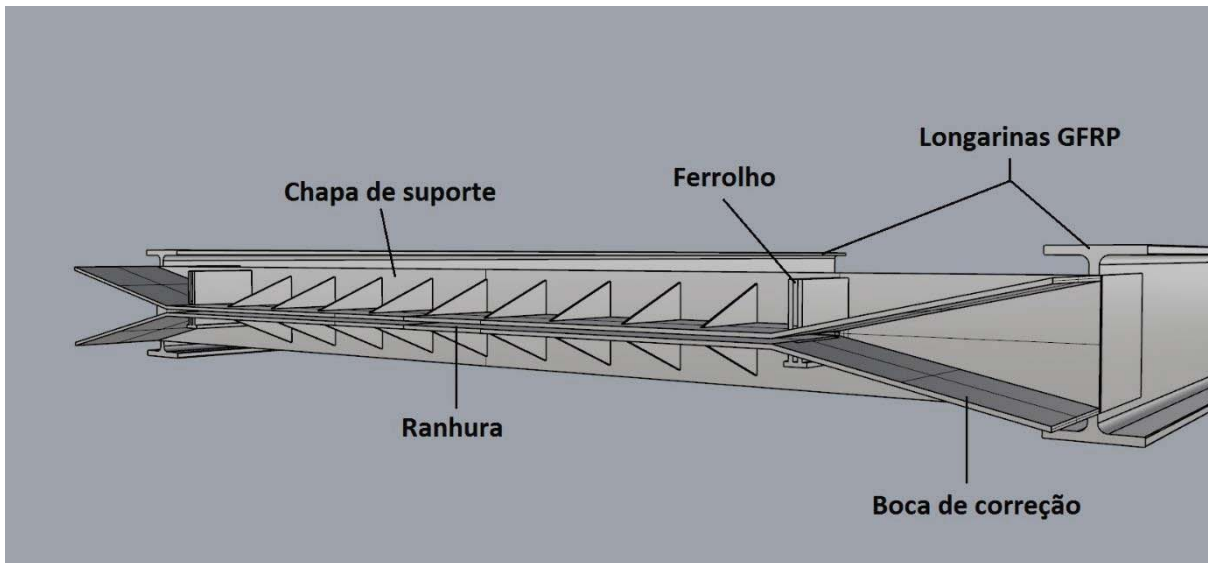


Figura 4.26 - Negativo da junta de ligação

Quando o movimento de rotação dos apoios leva ao encontro estas duas peças, inicia-se o processo de fecho da junta. Inicialmente, é corrido o ferrolho (Figura 4.27) do lado oposto à entrada da lâmina; esta é encaminhada através de uma boca de correção (corrigindo assim ligeiros desníveis entre as duas metades) para a ranhura. Após o embate da lâmina com o já referido ferrolho, é altura de correr o segundo, anulando assim a possibilidade de deslocamentos transversais diferenciais.

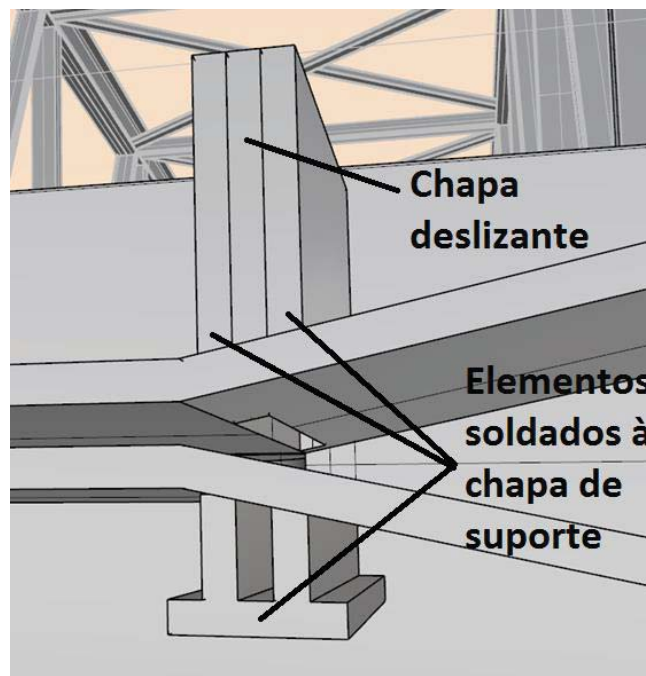


Figura 4.27 - Ferrolho da Junta de Ligação

Para tornar possível o deslizamento entre os elementos de ambas as peças, é fundamental aplicar um revestimento de teflon à lâmina e à parte interior das bocas de correção e da ranhura.

Para que os peões possam circular sobre esta região sem incómodos, é idealizado o modelo conceptual da Figura 4.28 para oferecer a continuidade desejada ao tabuleiro.

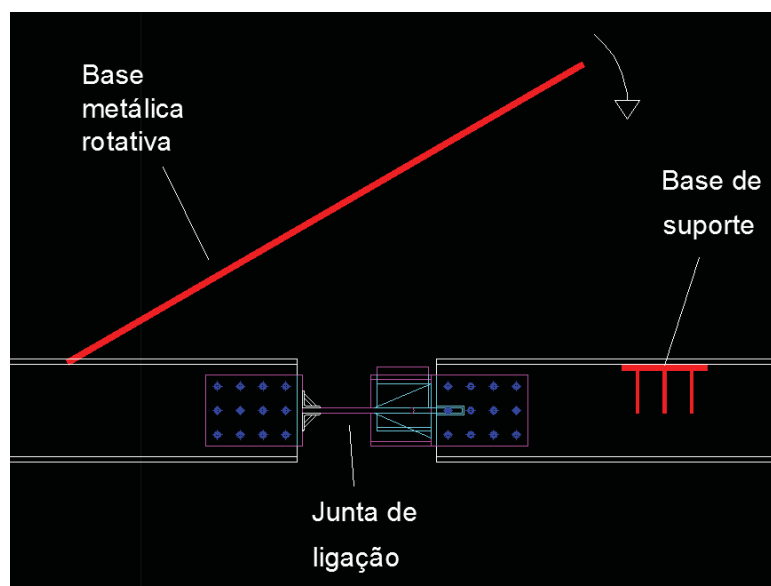


Figura 4.28 - Modelo conceptual de fecho do tabuleiro

Este modelo pressupõe uma base metálica rotativa, à qual estão acopladas as placas de tabuleiro em GFRP, que, aquando do processo de fecho/abertura da ponte, um motor faz com que esta peça entre em rotação, ficando na posição ilustrada na Figura 4.28, sendo que posteriormente roda para cima de uma base de suporte revestida a teflon na parte superior, de maneira a acomodar os deslocamentos diferenciais das duas partes da estrutura, caso a ponte esteja fechada, ou então mantém a mesma posição no caso em que a ponte esteja aberta<sup>51</sup>.

#### 4.5.4 NÚCLEOS DE RIGIDEZ

Como seria de esperar, as barras que transmitem esforços de compressão diretamente para os apoios são fortemente solicitadas, ultrapassando até os limites de resistência que os perfis comerciais aplicáveis naqueles locais podem oferecer. Perante esta situação, a primeira hipótese que surge para a solucionar é recorrer ao fabrico de perfis por medida suficientemente resistentes. Contudo, esta opção é rapidamente deixada de parte devido aos elevados custos que implica uma encomenda deste tipo.

Após alguma reflexão sobre o assunto, surge a ideia de criar uma secção mista com dois perfis em U de GFRP, com um núcleo de betão armado a preencher o espaço vazio entre eles e uma manta de CFRP<sup>52</sup> a envolver o conjunto (Figura 4.29).

<sup>51</sup> O capítulo 7 contém desenhos de pormenor deste elemento.

<sup>52</sup> Carbon Fiber Reinforced Polymer

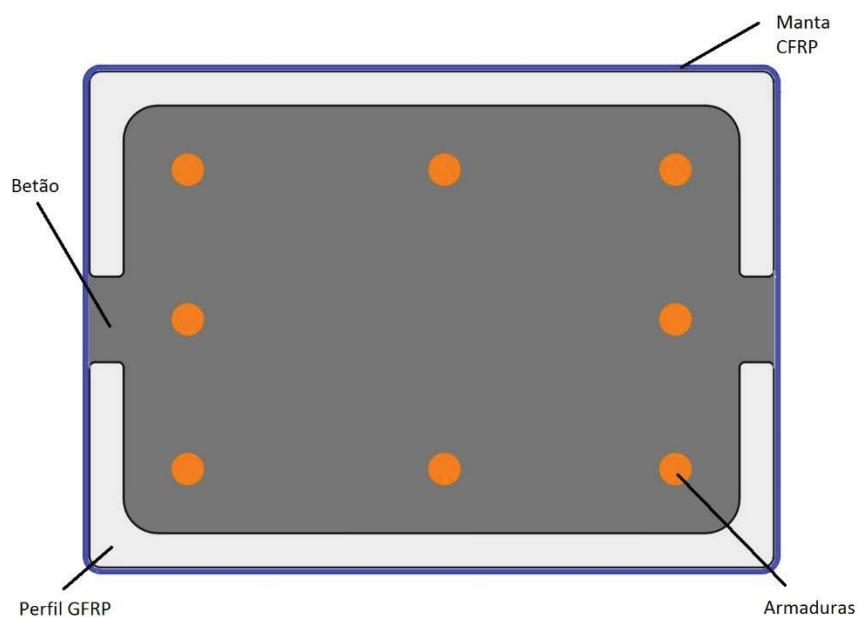


Figura 4.29 - Secção mista (GFRP, betão armado e CFRP)

Esta solução confere a resistência necessária às barras consideradas, bem como aumenta significativamente a rigidez das mesmas.

No Capítulo 5.4.6 procede-se ao dimensionamento e avaliação do comportamento dos elementos com secção semelhante à Figura 4.29.

# 5 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

## 5.1 CARGAS

### 5.1.1 TRÁFEGO PEDONAL

Quando se lida com a conceção de uma ponte pedonal, por exemplo, entre o Cais de Gaia e a Ribeira do Porto, locais onde as pessoas acorrem com grande afluência em momentos esporádicos do ano<sup>53</sup>, é necessário ter em conta a possibilidade de *crowd loading*<sup>54</sup>. Todavia, não é previsível este tipo de ações, numa estrutura do mesmo género, implantada no Campus da FEUP.

O nível de carga que o Eurocódigo 1 sugere para pontes pedonais nas quais não existe o risco de ocorrência deste fenómeno é calculado através da seguinte equação

$$q_{fk} = 2 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

$$2.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5 \text{ kN/m}^2$$

Onde  $q_{fk}$  e  $L$  representam, respetivamente, o valor característico da carga vertical uniformemente distribuída na ponte e o comprimento carregado. Deve-se ainda considerar uma ação horizontal correspondente a 10% desta carga vertical .

Do mesmo modo, este documento sugere que se avalie, de maneira independente, o efeito de uma carga localizada ( $Q_{fwk}$ ), com 10kN de intensidade, numa área quadrada com 0.1m de lado, aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura no que respeita a efeitos locais.

A EN 1991-2 refere também a possível ação de um veículo de serviço a atravessar. Porém, atendendo às dimensões da ponte, é muito pouco provável a ocorrência desse tipo de solicitação. Mas, de modo a

---

<sup>53</sup> S. João, *Red Bull Air Race* entre outros.

<sup>54</sup> Carga imposta por uma multidão de pessoas concentradas.

garantir que nenhum veículo de 4 rodas por lá transite, sugere-se a colocação de um poste no centro das duas extremidades.

### 5.1.2 PESO PRÓPRIO

Como já referido, pretende-se que esta estrutura esteja aberta à alteração, remoção ou introdução de elementos estruturais. Contudo, neste trabalho é projetada uma estrutura base, onde posteriormente será possível proceder a esse tipo de operações.

Dois dos materiais a aplicar nessa estrutura base são o aço inox e o betão armado, que têm um peso volúmico de 78 e 25 kN/m<sup>3</sup>, respetivamente.

Na Tabela 5.1 encontram-se os dados relativos ao peso próprio dos perfis que compõe a treliça.

Tabela 5.1 – Massa, área e peso volúmico dos perfis - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

Perfil	Massa por metro (kg/m)	Área (mm <sup>2</sup> )	Peso Volúmico (kN/m <sup>3</sup> )
U 240x72x12	7.89	4382	17.66
I 160x80x8	4.48	2487	17.67
I 200x100x10	6.99	3886	17.65
I 300x150x15	15.7	8743	17.62
I 360x180x18	22.7	12590	17.69
ST 100x60x8	4.18	2320	17.67
ST 160x160x8	8.85	4919	17.65

De acordo com o referido na secção 4.4.2, o tabuleiro de 3 m de largura é composto por placas de GFRP de 0.50 m (Figura 4.13), sendo necessárias 6 destas para o materializar. Nessa mesma secção, ao consultar a Figura 4.14, fica-se a saber que esta plataforma exerce uma carga de 0.167 kN/m<sup>2</sup> sobre a restante estrutura.

Outra das cargas que vão estar a solicitar continuamente a estrutura são as induzidas pela junta de fecho. Considera-se que o modelo conceptual exposto na Figura 4.25 e na Figura 4.26 é executado com chapas de 20 mm de espessura, resultando daí um negativo com 382 kg de massa, um positivo com 282 kg<sup>55</sup>. A base de aço representada na Figura 4.28 tem uma extensão de 2.52 m, uma largura de 2.82 m e uma espessura de 20 mm, que se traduz numa massa total de 1130 kg.

Falta apenas fazer referência às restantes cargas permanentes, nomeadamente aos acabamentos, pinturas, pavimentação, guardas, etc.. Contudo, no âmbito deste projeto, é decidido não aprofundar este tipo de detalhes, podendo assim no futuro serem realizados trabalhos académicos na área das artes com o intuito de complementá-los com uma sensibilidade estética mais apurada. De qualquer modo, é necessário contabilizar as solicitações desta parcela para efeitos de cálculo, pelo que foi arbitrado um valor de 0.5 kN/m<sup>2</sup>.

<sup>55</sup> Estas cargas são distribuídas pelos 3 m de largura do tabuleiro, logo, o negativo e positivo carregam a estrutura com 1.25 kN/m e 0.92 kN/m, respetivamente.



### 5.1.3 VENTO

O Eurocódigo 1 determina a ação que o vento exerce numa estrutura tendo em conta um vasto leque de variáveis. Para um melhor e mais simples acompanhamento do método de cálculo a seguir para quantificar essa solicitação, a Tabela 5.2 contém os valores dos dados a introduzir e os calculados ao longo do processo, juntamente com o respetivo significado.

No início desta análise, calcula-se o valor de referência da velocidade do vento ( $v_b$ ), sendo

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (5.2)$$

No que toca à definição da categoria de terreno em que a obra está inserida, toma-se uma opção conservativa e classifica-se como sendo do tipo III<sup>56</sup>. Posto isto, é necessário calcular o valor do coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade ( $k_r$ )

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (5.3)$$

Logo após a determinação desta variável e considerando, novamente de maneira conservativa, que a ponte se encontra a uma altura média de 9 m do solo, procede-se ao cálculo do coeficiente de rugosidade ( $c_r(z)$ )

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (5.4)$$

Falta apenas o coeficiente de orografia ( $c_o(z)$ ) para definir o valor da velocidade média do vento ( $v_m(z)$ )

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (5.5)$$

É agora necessário contabilizar os efeitos associados à turbulência do vento e, para tal, é necessário obter o respetivo desvio padrão ( $\sigma_V$ )

$$\sigma_V = k_r \times v_b \times k_I \quad (5.6)$$

<sup>56</sup> O Anexo Nacional do EC1 define Categoria de Terreno III como sendo: “Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo, zonas suburbanas, florestas permanentes)”

Porém, falta ainda chegar à intensidade da turbulência ( $I_V(z)$ )

$$I_V(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (5.7)$$

Também tem de ser determinada a pressão dinâmica de pico à altura  $z$ ,  $q_p(z)$ , a qual resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (5.8)$$

Após calcular a pressão dinâmica de referência ( $q_b$ ), estão reunidas todas as condições para chegar ao valor do coeficiente de exposição ( $c_e(z)$ )

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (5.9)$$

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (5.10)$$

Terminada a caracterização da velocidade do vento e pressão dinâmica, é agora altura de traduzir estes parâmetros em forças exercidas na estrutura ( $F_w$ )

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{ref} \quad (5.11)$$

Estas forças podem ser aplicadas na direção vertical, transversal ou longitudinal. Contudo, os efeitos nesta última direção podem ser desprezados tendo em conta a geometria da estrutura. De realçar que no caso da direção transversal, a área de referência ( $A_{ref}$  ou simplesmente  $A$ ) pela qual se distribuem as forças do vento é a das barras da treliça (Figura 5.1), enquanto na direção vertical, as mesmas distribuem-se pela área do tabuleiro em planta.

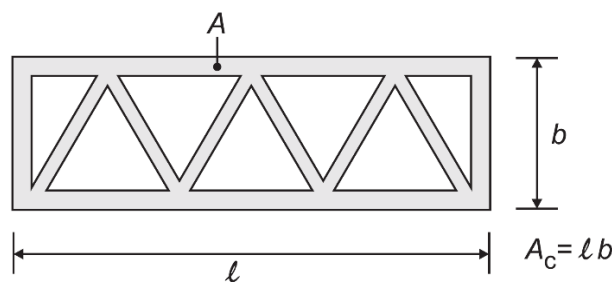


Figura 5.1 – Área de referência e definição do índice de cheios – adaptado da EN 1991-1-4

O coeficiente de força, na direção vertical ( $c_{fz}$ ), em tabuleiros de pontes assume o valor de  $\pm 0.9$  enquanto na direção transversal ( $c_{fx}$ ), para estruturas treliçadas, é obtido através da equação 5.12

$$c_{fx} = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (5.12)$$

O coeficiente estrutural  $c_s c_d$  tem em conta os efeitos nas ações do vento da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência e é definido através da seguinte equação

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \times k_p \times I_v(z_s) \times \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_s)} \quad (5.13)$$

De modo a conhecer o valor de todas as variáveis que constituem a equação é necessário determinar o valor do fator de pico ( $k_p$ ) e de dois coeficientes: de resposta quase-estática ( $B^2$ ) e de resposta em ressonância ( $R^2$ )

$$k_p = \sqrt{2 \times \ln(v \times T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(v \times T)}} \quad (5.14)$$

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}} \quad (5.15)$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times S_L(z_s, n_1) \times R_h(\eta_h) \times R_b(\eta_b) \quad (5.16)$$

As funções de admitância aerodinâmica  $R_h(\eta_h)$  e  $R_b(\eta_b)$  são estimadas utilizando as seguintes expressões

$$R_H = \frac{1}{\eta_H} - \frac{1}{2 \times \eta_H^2} \times (1 - e^{-2 \cdot \eta_H}) \quad \text{com} \quad \eta_H = \frac{4,6 \times h}{L(z_s)} \times f_L(z_s, n_1) \quad (5.17)$$

$$R_B = \frac{1}{\eta_B} - \frac{1}{2 \times \eta_B^2} \times (1 - e^{-2 \cdot \eta_B}) \quad \text{com} \quad \eta_B = \frac{4,6 \times b}{L(z_s)} \times f_L(z_s, n_1) \quad (5.18)$$

Para uma altura de referência  $z_t = 200 \text{ m}$ , uma escala de referência  $L_t = 300 \text{ m}$  e com  $\alpha = 0.67 + 0.05 \cdot \ln(z_0)$ , a escala de turbulência ( $L(z)$ ) é definida por intermédio de

$$L(z) = L_t \times \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha \quad (5.19)$$

É também necessário incluir a distribuição da energia do vento em frequência e isso é quantificado através da função de densidade espectral de potência adimensional  $S_L(z, n)$ , que é dependente de uma frequência ( $f_L(z, n)$ ), também esta adimensional

$$f_L(z, n) = \frac{n \times L(z)}{v_m(z)} \quad (5.20)$$

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \times f_L(z, n_1)}{(1 + 10,2 \times f_L(z, n_1))^{5/3}} \quad (5.21)$$

A frequência das passagens ascendentes é considerada através do fator  $v$ , em que

$$v = n_1 \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad ; \quad v \geq 0.08 \text{ Hz} \quad (5.22)$$

Por último, falta determinar o decremento logarítmico de amortecimento ( $\delta$ ) que é composto por três parcelas independentes: uma relacionada com a estrutura em si ( $\delta_s$ )<sup>57</sup>, outra com a aerodinâmica ( $\delta_a$ ) e a terceira com a instalação de dispositivos especiais ( $\delta_d$ )<sup>58</sup>

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (5.23)$$

$$\delta_a = \frac{c_f \times \rho \times b \times v_m(z_s)}{2 \times n_1 \times m_e} \quad (5.24)$$

---

<sup>57</sup> O Eurocódigo sugere um valor de  $\delta_s$  entre 0.04 e 0.08 para pontes de plástico reforçado com fibras de vidro. Abordando o cálculo por um lado conservativo, assumiu-se o valor de 0.04

<sup>58</sup> TMD's, TLCD's, amortecedores viscosos, etc.. No caso deste projeto, inicialmente não se considera a inclusão deste tipo de dispositivos, logo,  $\delta_d = 0$ .

Tabela 5.2 - Cálculo da ação do vento

Sigla	Valor		Significado
	Transv	Vertical	
$v_b$	27		Valor de referência da velocidade do vento (m/s)
$c_{dir}$	1		Coeficiente de direção
$c_{season}$	1		Coeficiente de sazão
$v_{b,0}$	27		Valor básico de referência da velocidade do vento (m/s)
$k_r$	0.2154		Coeficiente de terreno
$z_0$	0.3		Comprimento de rugosidade
$z_{0,II}$	0.05		-
$z$	9		Altura média acima do solo (m)
$c_r(z)$	0.7326		Coeficiente de rugosidade
$v_m(z)$	19.78		Velocidade média do vento (m/s)
$c_o(z)$	1		Coeficiente de orografia
$\sigma_v$	5.8155		Desvio padrão da turbulência (m/s)
$k_I$	1		Coeficiente de turbulência
$I_V(z)$	0.2940		Intensidade de turbulência
$q_p(z)$	747.7740		Pressão dinâmica de pico (Pa)
$\rho$	1.25		Massa volúmica do ar (kg/m <sup>3</sup> )
$c_e(z)$	1.6412		Coeficiente de exposição
$q_b$	455.625		Pressão dinâmica de referência (Pa)
$F_w$	163.89	119.59	Força exercida pelo vento (kN)
$c_s c_d$	0.7792	0.7933	Coeficiente estrutural
$A_{ref}$	161.66	223.98	Área de referência da construção (m <sup>2</sup> )
$c_f$	1.74	0.9	Coeficiente de força
$c_{f,0}$	1.87	-	Coeficiente de força para estruturas treliçadas
$\psi_\lambda$	0.93	-	Coeficiente de efeitos de extremidade
$k_p$	3.4451	3.5184	Fator de pico
$B^2$	0.4396		Coeficiente de resposta quase-estática
$R^2$	0.0263	0.0355	Coeficiente de resposta em ressonância
$\nu$	0.4086	0.5276	Frequência de passagens ascendentes (Hz)
$T$	600		Duração de integração da velocidade média do vento (s)

Sigla	Valor		Significado
	Transv	Vertical	
$b$	74.66		Comprimento da construção (m)
$h$	4		Altura da construção (m)
$L(z_s)$	45.2740		Escala de turbulência (m)
$\delta$	0.1475	0.0842	Decremento logarítmico total de amortecimento
$S_L(z_s, n_{1,x})$	0.0546	0.0508	Função de densidade espectral de potência adimensional
$R_h(\eta_h)$	0.4376	0.4061	Funções de admitância aerodinâmica
$R_b(\eta_b)$	0.0329	0.0294	
$\eta_H$	1.6000	1.7954	
$\eta_B$	29.8645	33.5107	
$f_L(z_s, n_{1,x})$	3.9369	4.4176	Frequência adimensional
$z_t$	200		Altura de referência (m)
$L_t$	300		Escala de referência (m)
$\alpha$	0.6098		-
$\delta_s$	0.04		Decremento logarítmico de amortecimento estrutural
$\delta_a$	0.1075	0.0442	Decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico
$\delta_d$	0	0	Decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais
$n_1$	1.72	1.93	Frequência fundamental (Hz)
$m_e$	8687.48	9729.18	Massa modal efetiva (kg)

No final de todo este processo obtêm-se os valores das forças que o vento exerce na estrutura; na direção vertical, o vento pode atuar de maneira ascendente ou decendente com uma intensidade de 119.59 kN distribuída por toda a área do tabuleiro (223.98 m<sup>2</sup>), resultando assim numa carga de  $\pm 0.53$  kN/m<sup>2</sup>. Já na direção transversal, é necessário distribuir uma força de 163.89 kN pelas barras verticais e diagonais, longarinas e guardas<sup>59</sup>. Para tal efeito, realiza-se uma partição da força total pelos diferentes grupos de elementos tendo em conta a área de cada um deles (Tabela 5.3).

<sup>59</sup> Considera-se que a força do vento exercida nas guardas atuam na longarina inferior.

Tabela 5.3 – Distribuição da força do vento na direção transversal

Grupo de elementos	Área (m <sup>2</sup> )	% da Área total	Força total (kN)	Comprimento (m)	Força por metro (kN/m)
Verticais	13.98	8.6 %	14.09	96	0.15
Diagonais	12.04	7.4 %	12.13	131.4	0.09
Longarina Superior	22.60	14.0 %	22.94	62.78	0.37
Longarina Inferior	26.95	16.7 %	27.37	74.86	1.53
Guardas	86.09	53.3 %	87.35		
	161.66	100 %	167.74		

#### 5.1.4 TEMPERATURA

O primeiro pormenor deste trabalho que chama a atenção relativamente ao assunto abordado neste subcapítulo é o fecho da junta de ligação. É obrigatório que o dimensionamento desta peça tenha em conta as dilatações e contrações da estrutura associadas às variações de temperatura de modo a evitar que as duas partes não se ajustem corretamente.

O Anexo Nacional do Eurocódigo 1 parte 1-5 recomenda para o concelho do Porto uma temperatura mínima de 0° C, uma máxima de 40° C e que, caso não seja possível prever a temperatura ambiente média do ar na altura da construção, se considere 15° C. Todavia, devido ao especial cuidado que é necessário ter com o fecho da junta, neste projeto opta-se por considerar uma variação de temperatura ainda mais alargada, com um mínimo de -10° C e um máximo de +50° C.

Relativamente às ações geradas por variações diferenciais de temperatura, optou-se por não as contabilizar, pois não é expectável que o tráfego pedonal ou a radiação solar causem diferenças significativas de temperatura entre a parte superior e a parte inferior do tabuleiro.

## 5.2 COMBINAÇÕES

Antes de referir quais as combinações consideradas no cálculo, são descritas na Tabela 5.4 o tipo cargas consideradas com os respetivos valor e siglas associadas.

De realçar que o valor da sobrecarga pedonal ( $q_{fk}$ ) não é sempre constante, pois depende da extensão da ponte pela qual os peões se encontram distribuídos (daí os diferentes valores para o mesmo tipo de solicitação) e, tal como referido na secção 5.1.1, considera-se 10% da carga vertical a atuar também na direção horizontal.

Tabela 5.4 - Siglas, valores e significado das ações

Sigla	Valor	Significado	Tipo
$SC_t$	$3.15 \text{ kN/m}^2$	Sobrecarga pedonal distribuída por toda a estrutura	Variável
$SC_c$	$3.57 \text{ kN/m}^2$	Sobrecarga pedonal aplicada entre os apoios	Variável
$SC_{exts}$	$4.22 \text{ kN/m}^2$	Sobrecarga pedonal nas duas extremidades (não inclui zona sobre os apoios)	Variável
$SC_{ext}$	$4.86 \text{ kN/m}^2$	Sobrecarga pedonal numa só extremidade (não inclui zona sobre o apoio)	Variável
$SC_{mc}$	$4.25 \text{ kN/m}^2$	Sobrecarga pedonal aplicada desde um dos apoios até à secção central	Variável
$SC_{ext+mc}$	$3.84 \text{ kN/m}^2$	Sobrecarga pedonal distribuída por um dos apoios até à secção central e na extremidade oposta (não inclui zona sobre o apoio)	Variável
$PP$	ver <sup>60</sup>	Peso próprio perfis + Contrapesos	Permanente
$Tab$	$0.167 \text{ kN/m}^2$	Peso próprio do tabuleiro	Permanente
$RCP$	$0.5 \text{ kN/m}^2$	Restantes cargas permanentes	Permanente
$V_v$	$0.15 \text{ kN/m}$	Ação do vento nas barras verticais	Variável
$V_d$	$0.10 \text{ kN/m}$	Ação do vento nas barras diagonais	Variável
$V_{li}$	$1.57 \text{ kN/m}$	Ação do vento na longarina inferior	Variável
$V_{ls}$	$0.37 \text{ kN/m}$	Ação do vento na longarina superior	Variável
$V_t^+$	$0.54 \text{ kN/m}^2$	Ação do vento sobre o tabuleiro (ascendente)	Variável
$V_t^-$	$0.54 \text{ kN/m}^2$	Ação do vento sobre o tabuleiro (descendente)	Variável
$T_k^+$	$+35^\circ$	Ação de temperatura uniforme (dilatação)	Térmica (variável)
$T_k^-$	$-25^\circ$	Ação de temperatura uniforme (contração)	Térmica (variável)
$J_p$	$0.92 \text{ kN/m}$	Peso próprio do positivo da junta	Permanente
$J_n$	$1.25 \text{ kN/m}$	Peso próprio do negativo da junta	Permanente

Para a verificação aos Estados Limites Últimos (ELU), o Eurocódigo 0 propõe a seguinte combinação fundamental de ações

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

<sup>60</sup> Esta carga é determinada e incluída no cálculo automaticamente pelo *software*.



Já para os Estados Limites de Utilização (ELS), são consideradas as 3 seguintes combinações

Combinação característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinação frequente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\gamma_{1,1} Q_{k,1}" + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinação quase-permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

A Tabela 5.5, adaptada do Anexo 2 do Eurocódigo 0, descreve os valores de cálculo a tomar para as ações, enquanto na Tabela 5.6 são fornecidos os valores do coeficiente  $\psi$ .

Tabela 5.5 - Valores de cálculo das ações - adaptado de EN1990 Anexo 2

Situações de projeto persistentes e transitórias	Ações permanentes		Pré-esforço	Ação variável de base da combinação	Ações variáveis acompanhantes	
	Desfavoráveis	Favoráveis			Principais (caso existam)	Outras
	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$			$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	

$$\gamma_{Gj,sup} = 1.35^{1)}$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1.00$$

$\gamma_Q = 1.35$  quando  $Q$  representa uma ação desfavorável devido a tráfego rodoviário ou pedonal (0 quando favorável)

$$\gamma_Q = 1.50 \text{ para outras ações de tráfego e outras ações variáveis}^{2)}$$

<sup>1)</sup> Este valor abrange: peso próprio de elementos estruturais e não estruturais, de lastro, solo, água subterrânea e água livre, cargas amovíveis, etc.

<sup>2)</sup> Este valor abrange: pressão de terras horizontal variável do solo, água subterrânea, água livre e de lastro, sobrepressão de terras devido a cargas de tráfego, ações aerodinâmicas de tráfego, vento e ações térmicas, etc.

Nota: Os valores característicos de todas as ações permanentes da mesma origem são multiplicados por  $\gamma_{G,sup}$  se o efeito total da ação resultante é desfavorável e por  $\gamma_{G,inf}$  se o efeito total da ação resultante é favorável. Por exemplo, todas as ações provenientes do peso próprio da estrutura podem ser consideradas como provenientes da mesma origem, o que também se aplica se materiais diferentes estiverem envolvidos.

Tabela 5.6 - Valores do coeficiente  $\psi$  - adaptado da EN1990 Anexo 2

Ação	Símbolo	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Cargas de tráfego	$q_{fk}$	0.4	0.4	0
Ações do vento	$F_{wk}$	0.3	0.2	0
Ações térmicas	$T_k$	0.6 <sup>(1)</sup>	0.6	0.5

1) O valor de  $\psi_0$  recomendado para ações térmicas, pode ser, na maioria dos casos, reduzido para 0 para os estados limite últimos EQU, STR e GEO

Nota: para pontes pedonais, o valor frequente das ações variáveis não é relevante.

Estão assim reunidas as condições para definir um conjunto de combinações de ações suscetíveis de solicitar a estrutura, para posteriormente efetuar um dimensionamento que cumpra os parâmetros de resistência e de serviço pretendidos.

Inicialmente definem-se 3 conjuntos de ações

- Ações permanentes ( $G_k$ )

$$G_k = PP + Tab + RCP + J_p + J_n$$

- Forças do vento (sentido ascendente no tabuleiro) ( $F_{wk}^+$ )

$$F_{wk}^+ = V_v + V_d + V_{li} + V_{ls} + V_t^+$$

- Forças do vento (sentido descendente no tabuleiro) ( $F_{wk}^-$ )

$$F_{wk}^- = V_v + V_d + V_{li} + V_{ls} + V_t^-$$

De seguida geram-se as combinações de ações suscetíveis de ocorrer em simultâneo

**Comb. 1 – Peso próprio**

Ação de cálculo:  $G_k$

**Comb. 2 – Combinação quase permanente (variação uniforme de temperatura positiva)**

Ação de cálculo:  $G_k + 0.5T_k^+$

**Comb. 3 – Combinação quase permanente (variação uniforme de temperatura negativa)**

Ação de cálculo:  $G_k + 0.5T_k^-$

**Comb. 4 – Sobrecarga pedonal distribuída por todo o tabuleiro como ação de base, peso próprio e vento descendente como ação secundária**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.35SC_t + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{wk}^-$

**Comb. 5 – Sobrecarga pedonal em todo o tabuleiro como ação de base, peso próprio majorado e vento descendente como ação secundária**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.35SC_t + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{wk}^-$

**Comb. 6 – Sobrecarga pedonal na parte central como ação de base, peso próprio e vento descendente como ação secundária**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.35SC_c + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{wk}^-$

**Comb. 7 – Sobrecarga pedonal na parte central como ação de base, peso próprio majorado e vento como ação secundária**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.35SC_c + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{wk}^-$

**Comb. 8 – Sobrecarga pedonal num extremo como ação de base, peso próprio e vento ascendente como ação secundária**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.35SC_{ext} + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{wk}^-$

**Comb. 9 – Sobrecarga pedonal num extremo como ação de base, peso próprio majorado e vento como ação secundária**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.35SC_{ext} + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{wk}^-$

**Comb. 10 – Sobrecarga pedonal nas duas extremidades como ação de base, peso próprio e vento ascendente como ação secundária**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.35SC_{exts} + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{wk}^-$

**Comb. 11 – Sobrecarga pedonal nas duas extremidades como ação de base, peso próprio majorado e vento como ação secundária**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.35SC_{exts} + 1.5 \cdot 0.3 \cdot F_{wk}^-$

**Comb. 12 – Sobrecarga numa metade central e no extremo oposto como ação de base, peso próprio majorado**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.35SC_{ext+mc}$

**Comb. 13 – Vento ascendente como ação de base, peso próprio e sobrecarga pedonal nas duas extremidades como ação secundária**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.5F_{wk}^+ + 1.35 \cdot 0.4 \cdot SC_{exts}$

**Comb. 14 – Vento ascendente como ação de base, peso próprio majorado e sobrecarga pedonal nas duas extremidades como ação secundária**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.5F_{wk}^+ + 1.35 \cdot 0.4 \cdot SC_{exts}$

**Comb. 15 – Vento ascendente como ação de base, peso próprio e sobrecarga pedonal numa extremidade como ação secundária**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.5F_{wk}^+ + 1.35 \cdot 0.4 \cdot SC_{ext}$

**Comb. 16 – Vento ascendente como ação de base, peso próprio majorado e sobrecarga pedonal numa extremidade como ação secundária**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.5F_{wk}^+ + 1.35 \cdot 0.4 \cdot SC_{ext}$

**Comb. 17 – Vento descendente como ação de base, peso próprio e sobrecarga pedonal na parte central como ação secundária**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.5F_{wk}^- + 1.35 \cdot 0.4 \cdot SC_c$

**Comb. 18 – Vento descendente como ação de base, peso próprio majorado e sobrecarga pedonal na parte central como ação secundária**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.5F_{wk}^- + 1.35 \cdot 0.4 \cdot SC_c$

**Comb. 19 – Vento descendente como ação de base, peso próprio e sobrecarga pedonal em todo o tabuleiro como ação secundária**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.5F_{wk}^- + 1.35 \cdot 0.4 \cdot SC_t$

**Comb. 20 – Vento descendente como ação de base, peso próprio majorado e sobrecarga pedonal em todo o tabuleiro como ação secundária**

Ação de cálculo:  $1.35G_k + 1.5F_{wk}^- + 1.35 \cdot 0.4 \cdot SC_t$

**Comb. 21 – Vento descendente como ação de base e peso próprio**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.5F_{wk}^-$

**Comb. 22 – Vento ascendente como ação de base e peso próprio**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.5F_{wk}^+$

**Comb. 23 – Variação uniforme de temperatura positiva como ação de base e peso próprio**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.5T_k^+$

**Comb. 24 – Variação uniforme de temperatura negativa como ação de base e peso próprio**

Ação de cálculo:  $G_k + 1.5T_k^-$

**Comb. 25 – Combinação frequente (Sobrecarga distribuída em todo o tabuleiro como ação de base e variação uniforme positiva de temperatura como ação secundária)**

Ação de cálculo:  $G_k + 0.4SC_t + 0.6T_k^+$

**Comb. 26 – Combinação característica (Sobrecarga distribuída em todo o tabuleiro como ação de base, variação uniforme positiva de temperatura e vento como ações secundárias)**

Ação de cálculo:  $G_k + SC_t + 0.3F_{wk}^+ + 0.6T_k^+$

**Comb. 27 – Combinação característica (Vento como ação de base, variação uniforme positiva de temperatura e sobrecarga distribuída em todo o tabuleiro como ações secundárias)**

Ação de cálculo:  $G_k + F_{wk}^+ + 0.6T_k^+ + 0.4SC_t$

**5.3 MODELAÇÃO EM SOFTWARE DE CÁLCULO AUTOMÁTICO**

“Como é que eles calculavam isto?”. Esta é uma questão que atualmente se levanta frequentemente em relação aos Engenheiros que não dispunham de meios computacionais para efetuar o cálculo de estruturas. Embora seja essencial a um Engenheiro ter o conhecimento para realizar o cálculo estrutural sem recurso a ferramentas de cálculo automático, a grande verdade é que estas têm vindo a ganhar cada vez mais importância à medida que as suas capacidades vão sendo cada vez mais desenvolvidas. Todavia, é necessário ter cautela na utilização deste tipo de *softwares*, pois a tendência de evolução de alguns é no sentido de se tornarem cada vez mais simples para o utilizador, omitindo muitas vezes quais as considerações de cálculo assumidas para diversos comandos dos programas. No meio disto, o mais importante é que as pessoas que trabalham com este tipo de programas sejam devidamente qualificadas e tenham a sensibilidade e o bom senso adequados à nobre profissão de Engenheiro.

Neste trabalho, utiliza-se o programa *Robot Structural Analysis Professional 2013* da *AutoDesk* para criar um modelo de cálculo que represente, o mais próximo possível, o comportamento real da estrutura.

Inicialmente define-se a geometria da treliça da Figura 4.7 e replica-se a mesma 3 m na direção transversal (Figura 5.2).

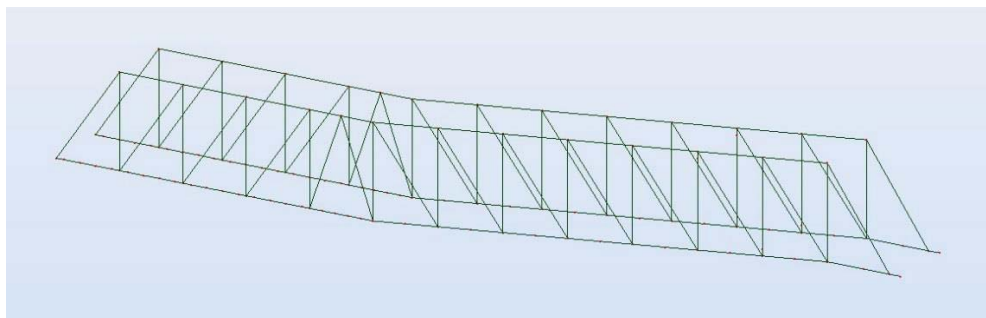


Figura 5.2 – Treliças verticais (metade esquerda)

O próximo passo é criar barras a unir as longarinas nos pontos onde se ligam as diagonais e as verticais<sup>61</sup>, bem como elementos de contraventamento cruzados no topo e na base (Figura 5.3).

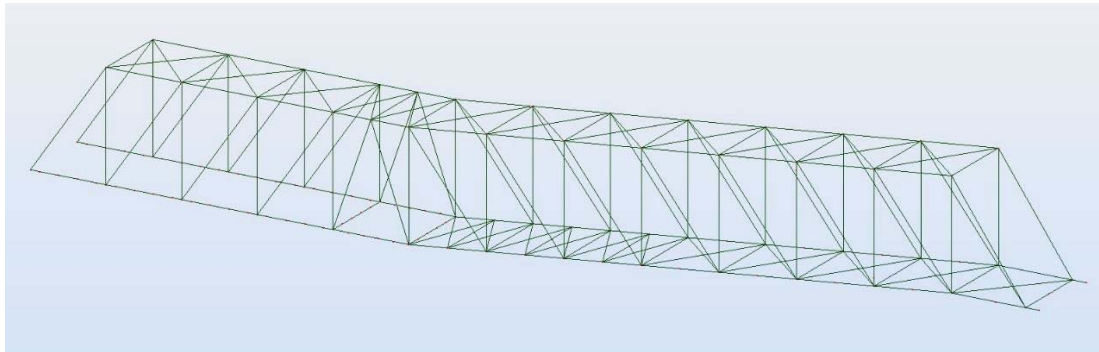


Figura 5.3 – Metade esquerda do esqueleto estrutural

Nesta ponte, o tabuleiro encontra-se “pousado” no esqueleto estrutural de modo a transmitir as ações dos peões às barras horizontais entre longarinas. Para materializar este elemento recorre-se à opção *claddings*, que consiste em superfícies geométricas sem massa nem resistência onde é possível distribuir cargas. Como o tabuleiro também está a solicitar a estrutura, aplica-se a respetiva carga de  $0.167 \text{ kN/m}^2$ .

Resta agora fazer uma reflexão em relação ao plano vertical que passa a meio vão para ficar com a geometria totalmente definida (Figura 5.4).

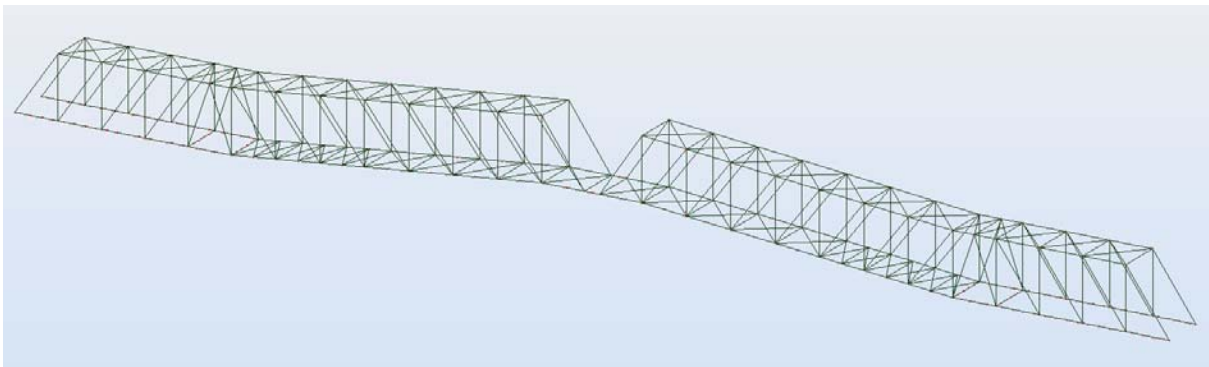


Figura 5.4 – Esqueleto estrutural

Posteriormente passa-se à definição das secções das barras:

- As longarinas são materializadas com perfis I360x180x18;
- Os contraventamentos em X inferiores e superiores com ST100x60x8;

---

<sup>61</sup> Na região próxima dos apoios colocam-se também barras horizontais a meio das ligações das verticais de modo a garantir um contraventamento mais eficaz às longarinas que se encontram, nesta zona, fortemente solicitadas.

- As barras horizontais que unem as longarinas são da família I200x100x10, exceto as representadas na Figura 5.5 a vermelho que são I300x150x15;
- Os elementos verticais e diagonais são perfis do tipo ST160x160x8 e I160x80x8 respetivamente, com exceção dos chamados núcleos de rigidez que aparecem na Figura 5.6 representados a vermelho.
- Os núcleos de rigidez, por questões estéticas, vão ter aspeto e dimensões exteriores semelhantes, contudo, as 12 barras vermelhas da Figura 5.7 e as 4 restantes, têm a secção da Figura 5.28 e da Figura 5.32 respetivamente.

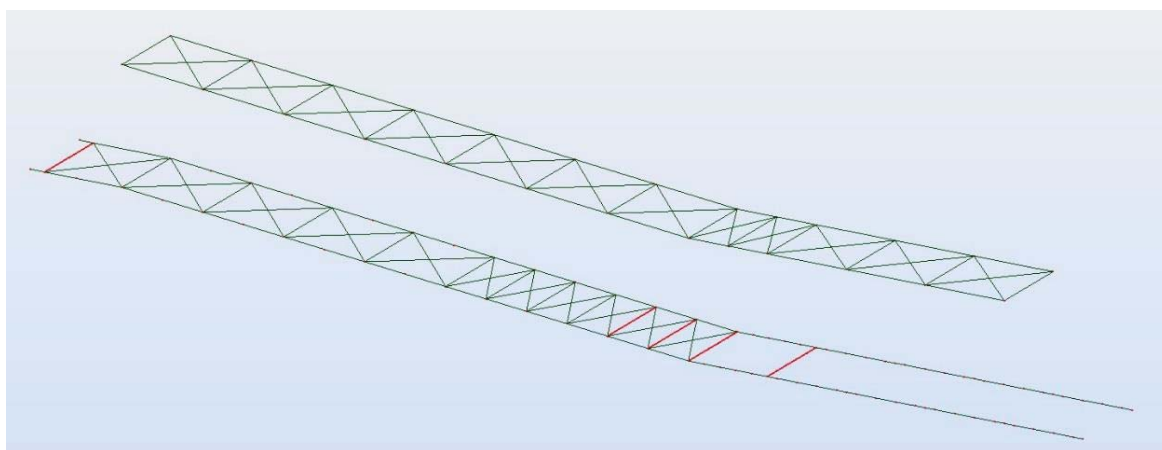


Figura 5.5 - Malha de contraventamentos superior e inferior

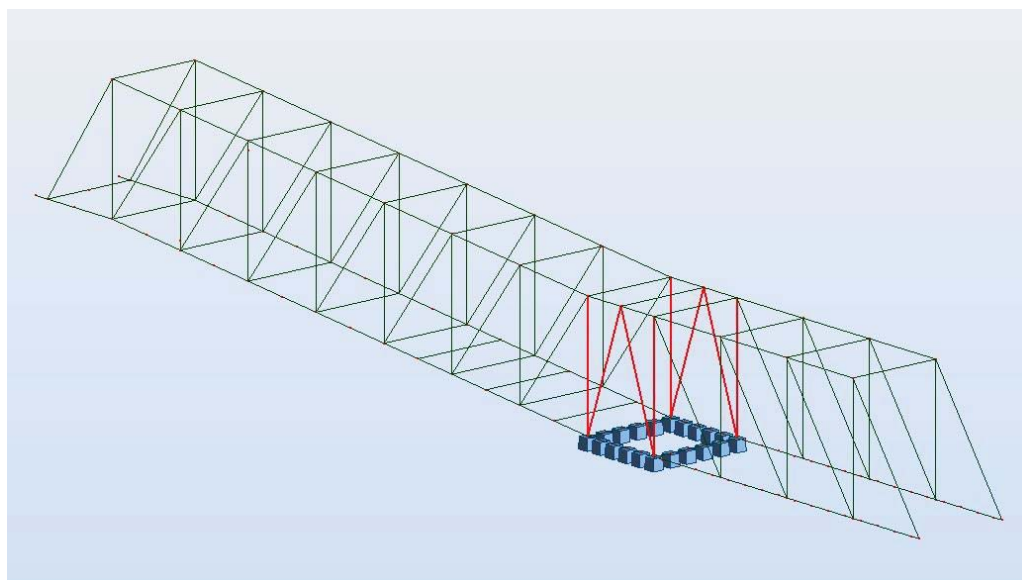


Figura 5.6 – Metade esquerda do esqueleto estrutural apoiado (sem contraventamentos diagonais)



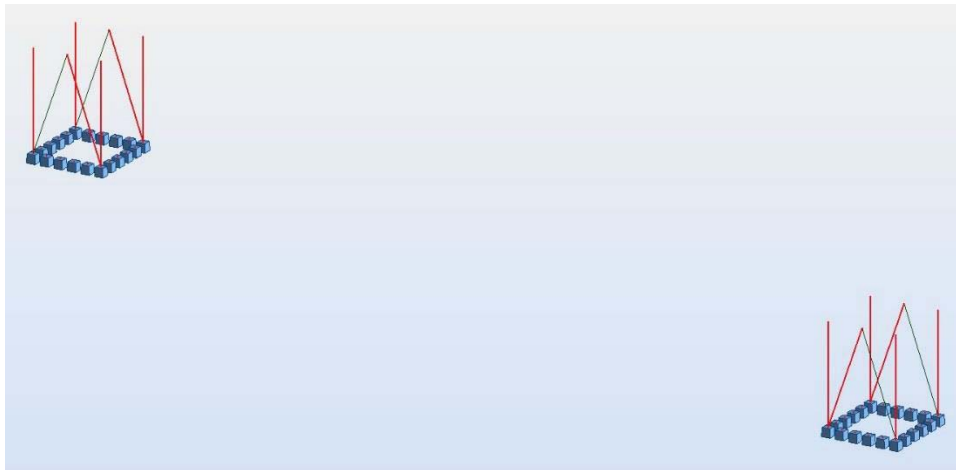


Figura 5.7 - Núcleos de rigidez

Para simular a junta de ligação recorre-se à opção do *software bar release*. Esta ferramenta permite ao utilizador definir quais os graus de liberdade que pretende bloquear no princípio ou fim de uma barra. Devido ao revestimento de teflon aplicado nas superfícies de contacto do positivo e negativo da junta, estas podem deslizar livremente entre elas, logo, é necessário libertar os movimentos na direção longitudinal. No que diz respeito às translações transversais e verticais, estas estão bloqueadas pelos ferrolhos e pela ranhura, respetivamente. Dada a reduzida espessura da lâmina da junta, a sua capacidade para transmitir momentos segundo  $y$  é diminuta e variável consoante o comprimento que estiver inserido na ranhura, pelo que é tomada a decisão de também não restringir este grau de liberdade. Já segundo os restantes eixos, a peça exibe uma rigidez de rotação considerável, pelo que permanecem as restrições associadas (Figura 5.8).

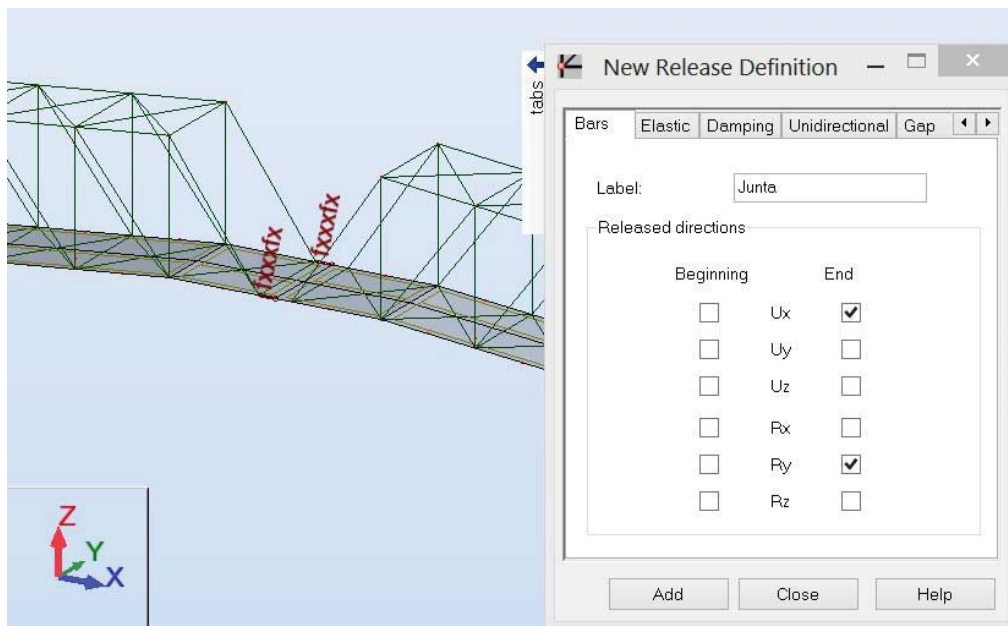


Figura 5.8 – Simulação da junta de ligação



Avaliando as características do modelo conceptual proposto para os apoios na secção 4.5.1, a melhor maneira de simular a conexão entre o GFRP e os perfis metálicos, é, através de um encastramento ao longo das linhas de contacto entre ambos, dado o impedimento de movimentos imposto pelas ligações aparafusadas.

Após distribuir uma carga de  $0.5 \text{ kN/m}^2$  (correspondente às restantes cargas permanentes) por todo o tabuleiro, é possível proceder a uma estimativa mais rigorosa das dimensões a atribuir aos contrapesos. Ao realizar sucessivas iterações, obtém-se uma solução com 15 cm de espessura, sendo esta a que melhor equilibra as tensões no rolamento de giro quando a estrutura está submetida apenas ao seu peso próprio<sup>62</sup>.

Estando todas as cargas permanentes definidas, efetua-se um processo intitulado pelo programa de cálculo como *Load to mass conversion*<sup>63</sup>, ou seja, converter cargas em massas constituintes da estrutura permanente, tais como o peso próprio do esqueleto estrutural, os contrapesos, as restantes cargas permanentes e a junta de ligação.

Resta por último inserir as cargas mencionadas em 5.1 e gerar as combinações referidas na secção 5.2 para ter à disposição um modelo pronto a ser calculado e analisado.

#### 5.4 ANÁLISE ESTATICA E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Após a definição da geometria, secções, condições de apoio, cargas e combinações, bem como a respetiva modelação no *software* de cálculo automático, é altura de proceder a uma análise estática da estrutura. É ao abrigo desta última que são dimensionados os diversos elementos estruturais, de modo a garantir a estabilidade do conjunto.

Pelo facto de se estar a lidar com um projeto que, no futuro, como já foi referido, é suscetível de sofrer alterações, pode existir a necessidade de a estrutura ser sujeita a solicitações mais gravosas do que as consideradas neste estudo. É coerente sobredimensionar os perfis estruturais, face às ações aqui consideradas, para lhes conferir um acréscimo de resistência que poderá vir a ser de grande utilidade.

Para que uma secção em GFRP sujeita à tração verifique a segurança, é necessário que a força atuante ( $N_d$ ) seja inferior à capacidade resistente

$$N_d \leq A \times f_{t,0,d} \quad (5.25)$$

---

<sup>62</sup> A combinação quase permanente para pontes pedonais recomendada pelo Eurocódigo 0 corresponde ao peso próprio da estrutura.

<sup>63</sup> Conversão de carga para massa

Quando o GFRP é sujeito a esforços de compressão, é necessário contabilizar a redução de resistência devido a fenómenos de encurvadura

$$N_d \leq N_{cr} = \frac{F_d}{1 + \frac{F_d}{N_{el}}} = \frac{F_d}{1 + \lambda_r^2} \quad (5.26)$$

Com

$$\lambda_r = \sqrt{\frac{f_{c,0^\circ}}{\sigma_{el} \times \gamma_{m,f}}} \quad (5.27)$$

$$F_d = \frac{A \times f_{c,0^\circ}}{\gamma_{m,f}} \quad (5.28)$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \times E_0 \times I}{\gamma_{m,E} \times L_k^2} \quad (5.29)$$

$$\sigma_{el} = \frac{N_{el}}{A} \quad (5.30)$$

Em estruturas treliçadas, é demasiado conservativo estar a assumir a extensão total da barra como comprimento de encurvadura, sendo o recomendado considerar 80% desse valor (Juvandes, L. F. P., 2006).

Face à ausência de informação acerca do cálculo da estabilidade destes perfis quando combinam 3 tipos de esforços (axiais, transversais e de flexão), opta-se por um método de verificação de segurança alternativo. Este método pressupõe a atribuição de uma área para lidar somente com os esforços de corte que é subtraída à área total que vai resistir a solicitações axiais e de flexão.

Assim sendo, começa-se por determinar a área de corte mínima ( $A_{v,min}$ ) para resistir ao respetivo esforço máximo ( $V_{max}$ )

$$A_{v,min} = \frac{V_{max}}{f_{\tau,d}} \quad (5.31)$$

Esta área é subtraída à alma do perfil em I, sendo necessário calcular a área ( $A_{mn}$ ) e inércia reduzida ( $I_{mn}$ )

$$A_{mn} = A - A_{v,min} \quad (5.32)$$

$$I_{mn} = I - I_{v,min} \quad (5.33)$$

de modo a calcular a tensão máxima ( $\sigma_{max}$ ) na peça

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A_{mn}} + \frac{M_{max}}{I_{mn}} \times y \quad (5.34)$$

e verificar se é inferior ou superior à tensão máxima admissível

$$\sigma_{max} \leq 185 \text{ MPa}$$

#### 5.4.1 LONGARINAS<sup>64</sup>

Para o dimensionamento das longarinas superiores e inferiores, os esforços relevantes são os axiais, de corte segundo a direção vertical e momentos fletores em torno do eixo transversal. Embora existam ações laterais a atuar na estrutura, os esforços de corte e momentos fletores por estas causados podem ser desprezados<sup>65</sup>.

Da Figura 5.9 até à Figura 5.15 apresentam-se os diagramas de esforços relevantes para o dimensionamento resultantes da envolvente das combinações consideradas na secção 5.2.

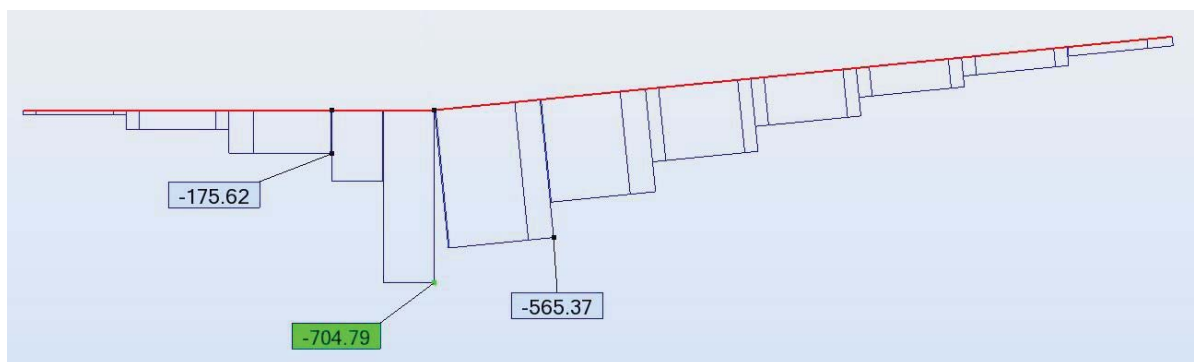


Figura 5.9 – Diagrama envolvente de esforço axial – longarina superior

<sup>64</sup> Ver desenhos “dimensões das barras (1/4)” e “dimensões das barras (2/4)” no Capítulo 7.

<sup>65</sup> Esforços de corte na ordem dos 4 kN e momentos fletores de 2 kN.m.

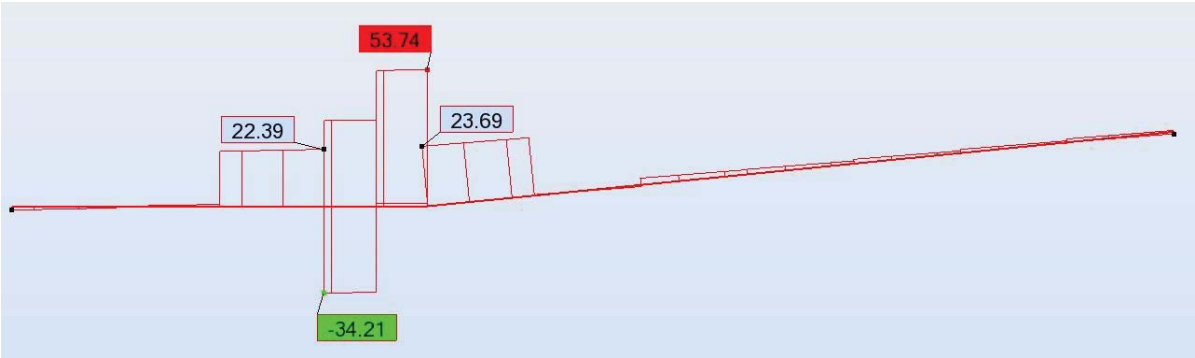


Figura 5.10 - Diagrama envolvente de esforço transversal vertical - longarina superior



Figura 5.11 - Diagrama envolvente de momentos na direção y - longarina superior

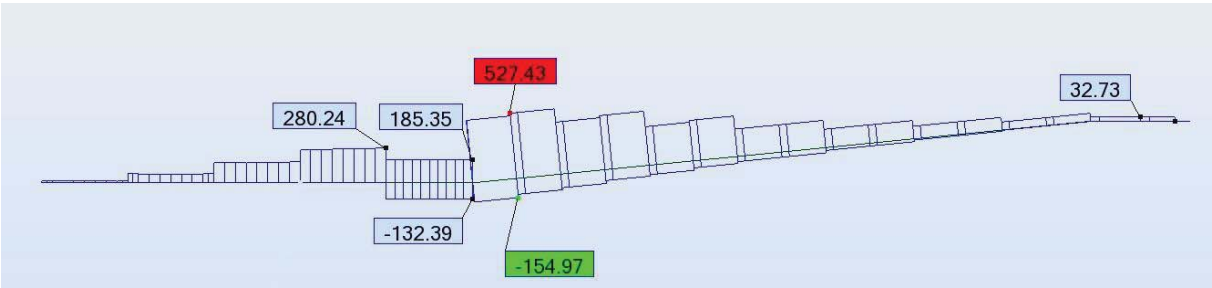


Figura 5.12 – Diagrama envolvente de esforço axial - longarina inferior

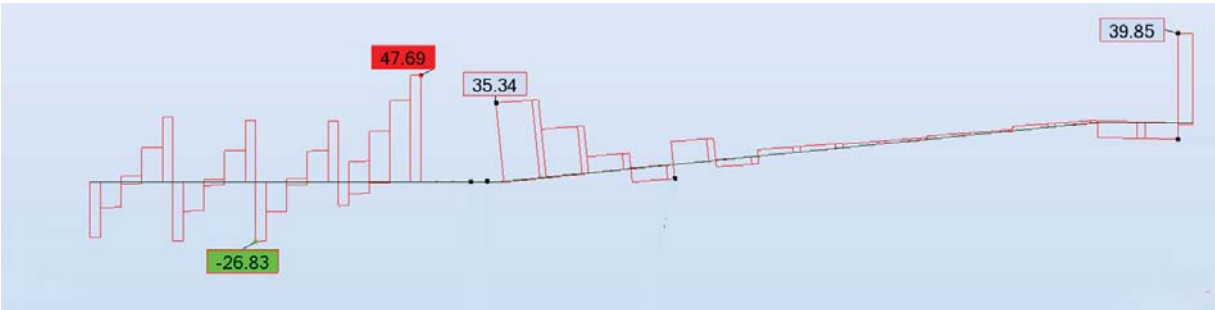


Figura 5.13 – Diagrama envolvente de esforço transversal vertical - longarina inferior

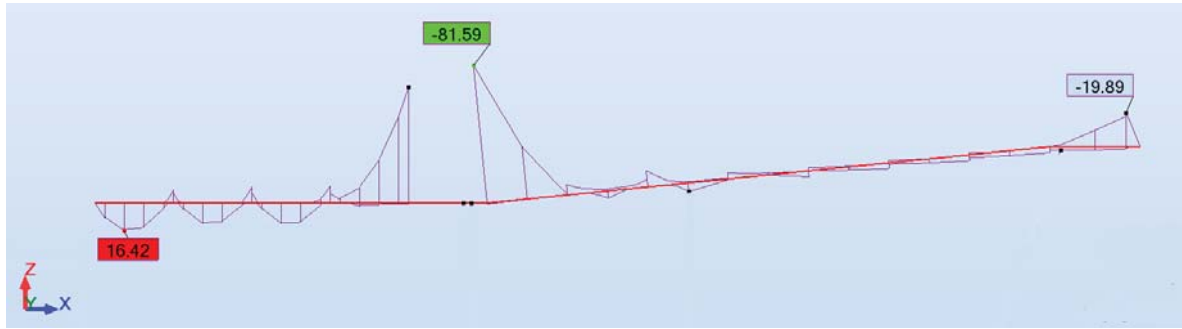


Figura 5.14 – Diagrama envolvente de momentos na direção y – longarina inferior

Rapidamente se observa que as zonas críticas para o dimensionamento destes elementos são as ligações com os apoios. A combinação mais gravosa para as longarinas superiores e a secção das inferiores junto à parte do apoio direccionada para o centro da estrutura, é aquele em que se considera o tráfego pedonal concentrado apenas na parte central da ponte (Combinação 7), enquanto a secção junto à outra face do apoio é condicionada pela sobrecarga dos peões concentrada somente num dos extremos (Combinação 9).

A secção crítica das longarinas superiores está simultaneamente submetida a 704.79 kN de esforço axial, um momento fletor de 61.44 kN.m e um esforço de corte de 53.74 kN.

De acordo com as equações 5.31 a 5.34 calculam-se as grandezas necessárias para a respetiva verificação de segurança.

$$A_{v,min} = \frac{53.74}{20\,000} = 2\,687 \text{ mm}^2$$

$$A_{mn} = 12\,590 - 2\,687 = 9\,903 \text{ mm}^2$$

$$I_{mn} = 247\,619\,419 - 4\,989\,949 = 242\,629\,470 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{704.79}{9\,903 \times 10^{-6}} + \frac{61.44}{242\,629\,470 \times 10^{-12}} \times 0.18 = 116.75 \text{ MPa} \leq 185 \text{ MPa}$$

Repete-se o mesmo processo para a secção mais solicitada da longarina inferior que está sujeita a 527.43 kN de esforço axial, 81.59 kN.m de flexão e 35.34 kN de corte.

$$A_{v,min} = \frac{35.34}{20\,000} = 1\,767 \text{ mm}^2$$

$$A_{mn} = 12\,590 - 1\,767 = 10\,823 \text{ mm}^2$$

$$I_{mn} = 247\,619\,419 - 1\,419\,148 = 246\,200\,271 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{527.43}{10\,823 \times 10^{-6}} + \frac{81.59}{246\,200\,271 \times 10^{-12}} \times 0.18 = 108.34 \text{ MPa} \leq 185 \text{ MPa}$$

Convém também assegurar que a compressão a que estas peças podem vir a ser submetidas não gera fenómenos de encurvadura.

Tabela 5.7 - Cálculo da resistência à compressão axial do perfil I 360x180x18 ( $L_k=1.16$  m)

Grandeza	Valor	Grandeza	Valor	Grandeza	Valor
$f_{c,0^\circ}$	240 MPa	$I$	17 703 784 mm <sup>4</sup>	$F_d$	2324.31 kN
$\gamma_{m,f}$	1.3	$\gamma_{m,E}$	1.3	$N_{el}$	2796.83 kN
$A$	12 590 mm <sup>2</sup>	$L_k$	1.45 × 0.8 = 1.16 m	$\sigma_{el}$	222.15 MPa
$E_{0^\circ}$	23 000 MPa	$\lambda_r$	0.9116	$N_{cr}$	1269.39 kN

#### 5.4.2 BARRAS VERTICAIS<sup>66</sup>

Por motivos estéticos, as barras verticais têm todas a mesma secção. Como têm também comprimento semelhante e o mesmo tipo de ligação nas extremidades, basta seleccionar barra mais solicitada<sup>67</sup> e fazer a respetiva verificação de segurança (Tabela 5.8).

<sup>66</sup> Ver desenho “dimensões das barras (2/4)” no Capítulo 7.

<sup>67</sup> Ver Figura 5.15

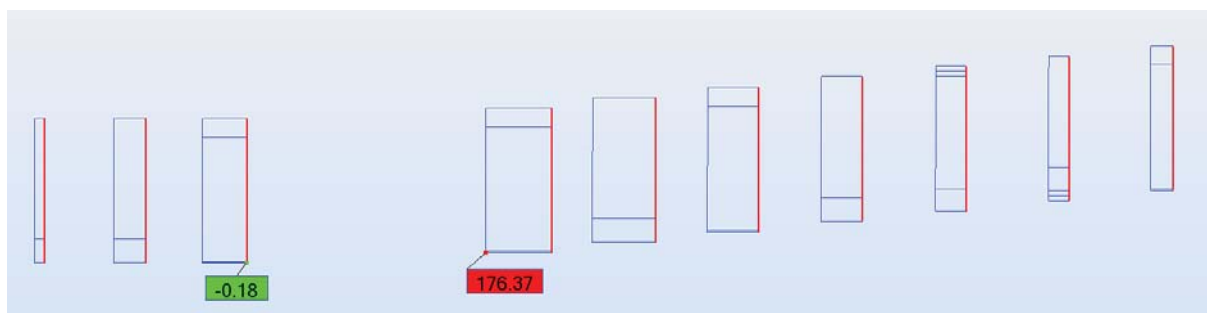


Figura 5.15 – Diagrama envolvente de esforço axial - barras verticais

Tabela 5.8 - Cálculo da resistência à compressão axial do perfil ST 160x160x8 ( $L_k=2.912$  m)

Grandeza	Valor	Grandeza	Valor	Grandeza	Valor
$f_{c,0^\circ}$	240 MPa	$I$	$19\,052\,487\text{ mm}^4$	$F_d$	908.12 kN
$\gamma_{m,f}$	1.3	$\gamma_{m,E}$	1.3	$N_{el}$	392.33 kN
$A$	$4\,919\text{ mm}^2$	$L_k$	$(4 - 0.36) \times 0.8 = 2.912\text{ m}$	$\sigma_{el}$	79.8 MPa
$E_{0^\circ}$	23 000 MPa	$\lambda_r$	1.5214	$N_{cr}$	273.97 kN

Os perfis ST 160x160x8 têm, para um comprimento de encurvadura de 2.912 m, uma capacidade resistente de 273.97 kN, logo, para uma força atuante de 176.37 kN, a sua estabilidade fica verificada.

#### 5.4.3 BARRAS DIAGONAIS<sup>68</sup>

Pelos mesmos motivos das barras verticais, é tomada a decisão de atribuir a mesma secção a todas as barras diagonais (I 160x80x8). Enquanto as primeiras lidam com os esforços de compressão, as segundas lidam com esforços de tração, tal como se observa na Figura 5.16.

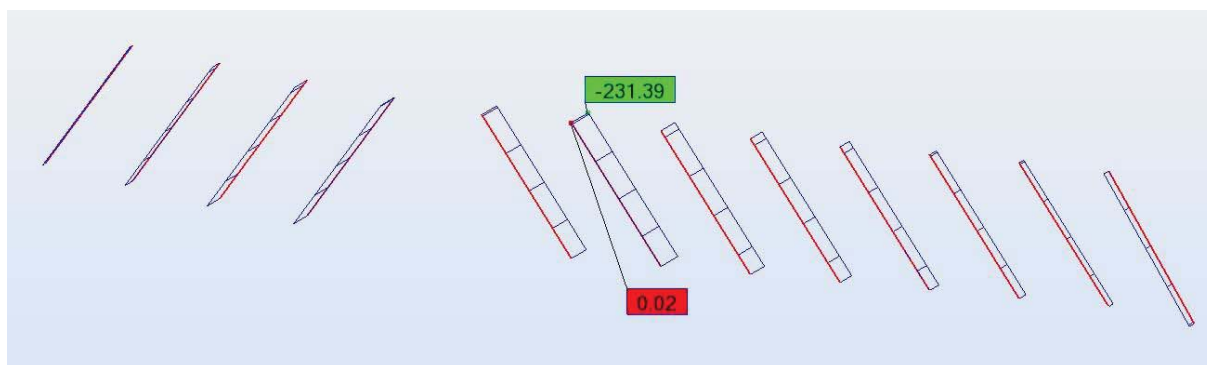


Figura 5.16- Diagrama envolvente de esforço axial - barras diagonais

<sup>68</sup> Ver desenho “dimensões das barras (3/4)” no Capítulo 7.

Assim sendo, é feito o dimensionamento à tração da barra mais solicitada. Através da equação 5.25 determina-se a resistência máxima ( $N_r$ ) destes perfis

$$N_r = 2487 \times 10^{-6} \times 185000 = 460.1 \text{ kN}$$

Que é superior à solicitação mais gravosa de 231.39 kN, ou seja, verifica a segurança.

#### 5.4.4 CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS<sup>69</sup>

Os contraventamentos horizontais superiores estão expostos, logo, é necessário ter alguma sensibilidade estética na atribuição das secções. Posto isto, é então conveniente que estas barras tenham uma secção transversal comum a todas. O perfil seleccionado para materializar estes elementos é o I200x100x10.

O único tipo de esforço relevante para o dimensionamento destas barras é o axial (Figura 5.17), gerado pelas solicitações laterais da marcha dos peões e do vento. Assim sendo, é necessário determinar qual a resistência máxima à compressão de um perfil I200x100x10 com 3 m de comprimento (Tabela 5.9).



Figura 5.17 – Diagrama envolvente de esforço axial - contraventamentos horizontais superiores

Tabela 5.9 - Cálculo da resistência à compressão axial do perfil I 200x100x10 ( $L_k=2.40$  m)

Grandeza	Valor	Grandeza	Valor	Grandeza	Valor
$f_{c,0^\circ}$	240 MPa	$I$	1 686 460 mm <sup>4</sup>	$F_d$	717.42 kN
$\gamma_{m,f}$	1.3	$\gamma_{m,E}$	1.3	$N_{el}$	62.24 kN
$A$	3 886 mm <sup>2</sup>	$L_k$	$3 \times 0.8 = 2.4$ m	$\sigma_{el}$	16.00 MPa
$E_{0^\circ}$	28 000 MPa	$\lambda_r$	3.3951	$N_{cr}$	57.27 kN

Os 57.27 kN de resistência superam os 37.86 kN correspondentes à solicitação máxima, por isso, está verificada a segurança.

Relativamente aos contraventamentos horizontais inferiores, é inicialmente tomada a decisão de também atribuir o perfil I200x100x10 a todos os elementos, todavia, uma análise de sensibilidade leva a que as

<sup>69</sup> Ver desenho “dimensões das barras (4/4)” no Capítulo 7.



duas barras mais próximas de cada um dos apoios bem como as duas mais próximas da junta, sejam de maior robustez e daí a opção pelo perfil I300x150x15 (Figura 5.18).

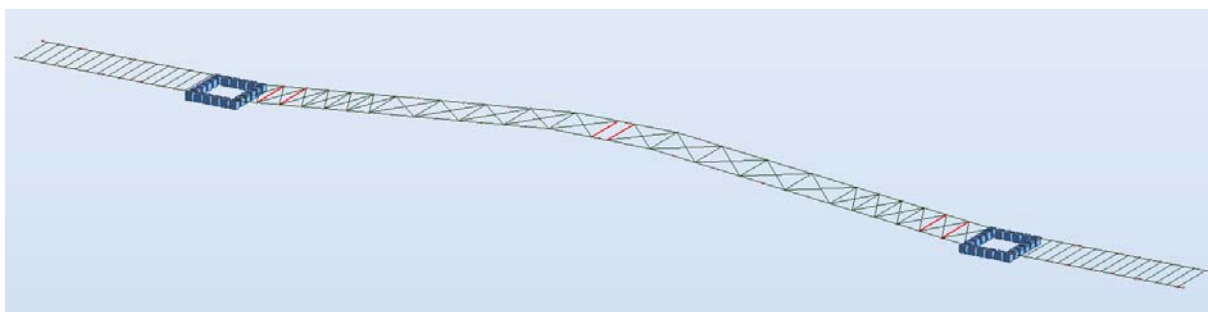


Figura 5.18 - Parte inferior da estrutura (contraventamentos horizontais a vermelho são perfis I300x150x15, enquanto os restantes são perfis I200x100x10)

Devido às fortes compressões a que as longarinas são sujeitas junto aos apoios, é essencial que estas sejam devidamente contraventadas, sobretudo para impedir a encurvadura segundo o seu eixo de menor inércia. É por isso que na região junto aos apoios, para além da malha de contraventamento ser mais refinada, os perfis apresentam uma maior rigidez do que os restantes.

Na parte central, a operação de fecho da junta pode sofrer ligeiros acertos com o deslizamento da lâmina pela boca de correção<sup>70</sup>. Convém por isso existir um elemento a conferir uma rigidez considerável às pontas das consolas, para que o contacto entre as duas partes metálicas não venha a instabilizar as longarinas.

Como são estes elementos a dar suporte ao tabuleiro, o seu dimensionamento vai ser condicionado não só pelos esforços axiais (Figura 5.19), mas também pelos esforços de corte (Figura 5.20) e momentos fletores (Figura 5.21).

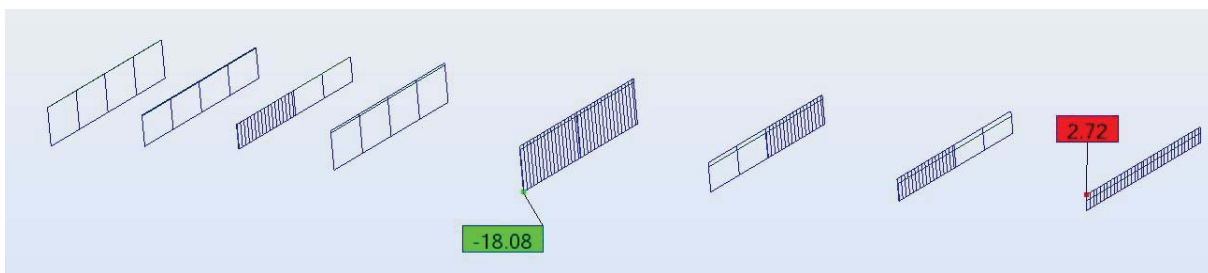


Figura 5.19 – Diagrama envolvente de esforço axial - contraventamentos horizontais inferiores (I200x100x10)

<sup>70</sup> Ver Figura 4.25 e Figura 4.26

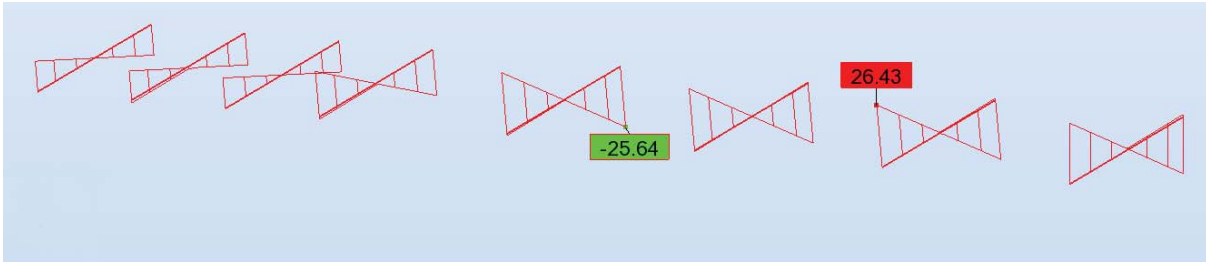


Figura 5.20 - Diagrama de esforço transversal vertical - contraventamentos horizontais inferiores (I200x100x10)

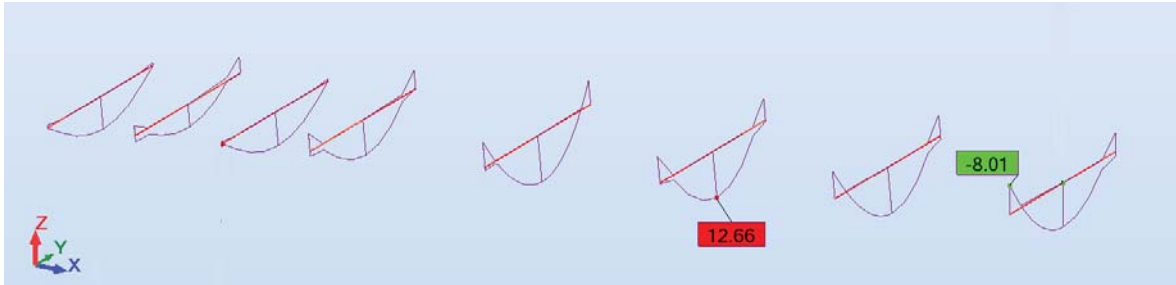


Figura 5.21 – Diagrama envolvente de momentos na direção x - contraventamentos horizontais inferiores (I200x100x10)

Com um esforço axial máximo de tração de 18.08 kN, um momento fletor na ordem dos 12.66 kN.m e um esforço de corte de 26.43 kN, procede-se à verificação de segurança das barras com perfil I 200x100x10.

$$A_{v,min} = \frac{26.43}{20\,000} = 1\,321.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{mn} = 3\,886 - 1\,321.5 = 2\,564.5 \text{ mm}^2$$

$$I_{mn} = 23\,588\,193 - 1\,923\,181 = 21\,665\,012 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{18.08}{2\,564.5 \times 10^{-6}} + \frac{12.66}{21\,665\,012 \times 10^{-12}} \times 0.10 = 65.49 \text{ MPa} \leq 185 \text{ MPa}$$

#### 5.4.5 CONTRAVENTAMENTOS DIAGONAIS<sup>71</sup>

Para estas barras, com um perfil transversal ST 100x60x8, assegurarem uma melhor estabilidade lateral da ponte, é aqui sugerido serem coladas na zona de sobreposição, reduzindo assim o seu comprimento de encurvadura. Caso não existam colas suficientemente resistentes para o efeito, propõe-se uma ligação aparafusada.

<sup>71</sup> Ver desenho “dimensões das barras (4/4)” no Capítulo 7.

Com 4.16 m, as barras mais longas desta malha são as da Figura 5.24. Porém, o esforço máximo regista-se numa das barras da Figura 5.23 que tem um comprimento de 3.33 m, pelo que é então necessário proceder à verificação de ambas as situações.

Como se pode observar na Figura 5.22, os esforços de compressão nos contraventamentos superiores são menores relativamente aos inferiores, logo, se estes últimos cumprirem a segurança, os primeiros também.

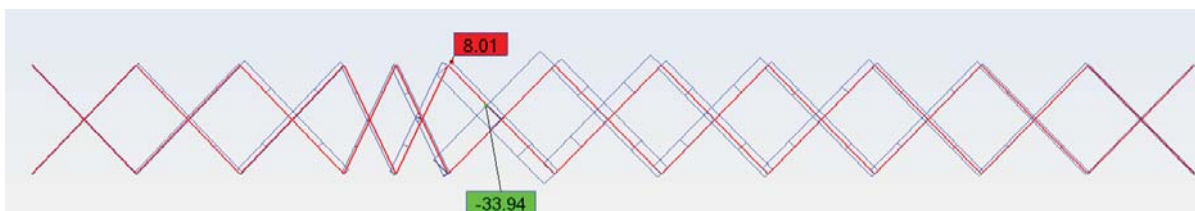


Figura 5.22 – Diagrama envolvente de esforços axiais - contraventamentos diagonais superiores

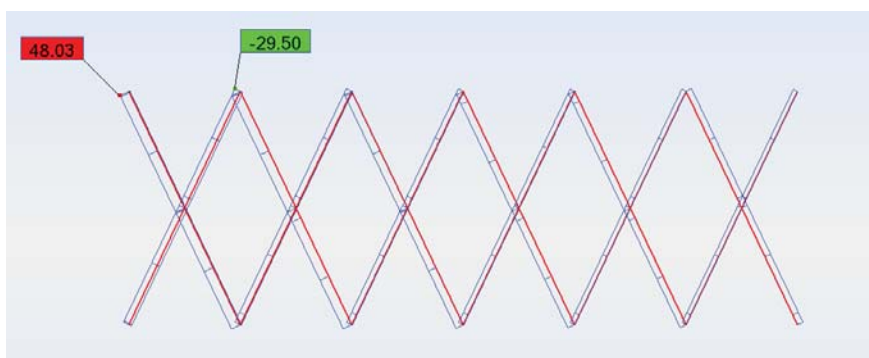


Figura 5.23 - Diagrama envolvente de esforços axiais - contraventamentos diagonais inferiores (malha refinada junto aos apoios)

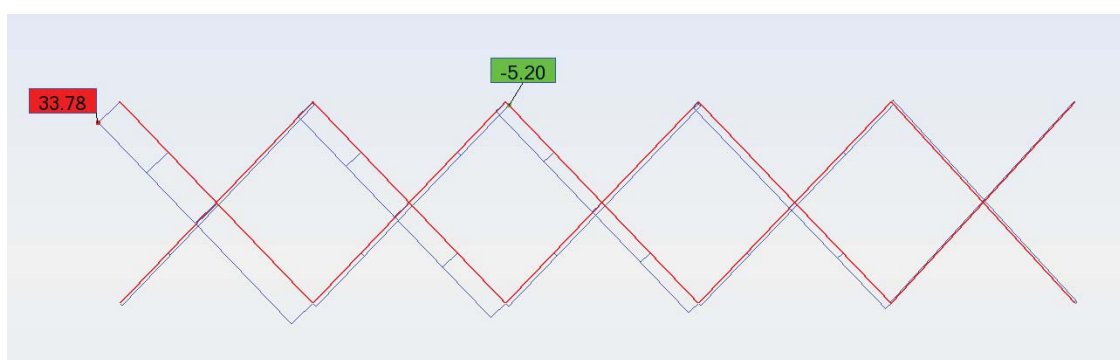


Figura 5.24 – Diagrama envolvente de esforços axiais - contraventamentos diagonais inferiores (malha normal)

Tendo em conta as ligações nos cruzamentos entre perfis, assume-se, pelo lado da segurança, que o comprimento de encurvadura é igual a metade da extensão total das barras.

Na Tabela 5.10 e Tabela 5.11 é determinado o valor da resistência à compressão para as duas situações previamente consideradas

Tabela 5.10 - Cálculo da resistência à compressão axial do perfil ST100x60x8 ( $L_k=2.06$  m)

Dados	Valor	Dados	Valor	Dados	Valor
$f_{c,0^\circ}$	240 MPa	$I$	1 210 000 mm <sup>4</sup>	$F_d$	428.31 kN
$\gamma_{m,f}$	1.3	$\gamma_{m,E}$	1.3	$N_{el}$	48.84 kN
$A$	2 320 mm <sup>2</sup>	$L_k$	$0.5 \times 4.16 = 2.06$ m	$\sigma_{el}$	21.10 MPa
$E_{0^\circ}$	23 000 MPa	$\lambda_r$	2.9615	$N_{cr}$	43.84 kN

$$33.78 \text{ kN} \leq 43.84 \text{ kN}, \text{ OK}$$

Tabela 5.11 - Cálculo da resistência à compressão ST100x60x8 ( $L_k=1.665$  m)

Dados	Valor	Dados	Valor	Dados	Valor
$f_{c,0^\circ}$	240 MPa	$I$	1 210 000 mm <sup>4</sup>	$F_d$	428.31 kN
$\gamma_{m,f}$	1.3	$\gamma_{m,E}$	1.3	$N_{el}$	76.22 kN
$A$	2 320 mm <sup>2</sup>	$L_k$	$0.5 \times 3.33 = 1.665$ m	$\sigma_{el}$	32.85 MPa
$E_{0^\circ}$	23 000 MPa	$\lambda_r$	2.3706	$N_{cr}$	64.70 kN

$$48.03 \text{ kN} \leq 64.70 \text{ kN}, \text{ OK}$$

#### 5.4.6 NÚCLEOS DE RIGIDEZ

Os núcleos de rigidez, tal como o próprio nome indica, são constituídos por barras mais robustas de modo a aumentar a rigidez da estrutura e, consequentemente, subir as suas frequências de vibração. Todavia, as soluções comerciais existentes no catálogo da Fiberline apresentam limitações deste ponto de vista e, por esse motivo, surge a alternativa de uma solução mista GFRP e betão armado, cintados com uma manta de CFRP.

No decorrer deste estudo não foi encontrada qualquer bibliografia sobre ensaios a este tipo de secções, porém, no LABEST<sup>72</sup>, de uma maneira não muito aprofundada, foram realizados testes envolvendo secções tubulares de GFRP preenchidas por um betão leve, cintadas por uma manta de CFRP que apresentaram patamares de resistência interessantes.

Visto que os núcleos de rigidez desta ponte situam-se imediatamente sobre os apoios, a utilização de um betão leve não faz muito sentido, pois não vai reduzir os esforços nas restantes barras da estrutura<sup>73</sup> (apenas reduziria ligeiramente as reações nos apoios). Verifica-se também que o seu módulo de elasticidade e resistência mais baixos face a um betão corrente, não se adequariam tão bem ao propósito pretendido.

<sup>72</sup> Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural

<sup>73</sup> As cargas são transmitidas diretamente para os apoios.

A reduzida área da secção transversal a betonar, torna difícil a introdução do aparelho de vibração que reduz o índice de vazios, pelo que, a melhor opção a tomar, é recorrer a um betão autocompactante de modo a dispensar a operação de vibração<sup>74</sup>.

A ausência de referências a este tipo de secções pode ser sinónimo de inovação, tendo em conta a possibilidade de se desenvolverem novos estudos sobre o seu comportamento, mas, no que toca ao dimensionamento, leva a uma abordagem conservadora.

Foi assim então considerado que a carga axial atuante nestes elementos se reparte pelos perfis de GFRP e pelo núcleo de betão armado, em função da rigidez de cada uma das partes. Para efetuar tal partição, é necessário determinar as áreas dos dois materiais e calcular uma área homogeneizada em GFRP ( $\bar{A}_1$ ).

De salientar que no âmbito da verificação de segurança relativamente a fenómenos de encurvadura, é efetuada uma análise independente para o betão e para o GFRP em função da carga recebida por cada um.

Segundo o Eurocódigo 2, para realizar a verificação de estabilidade de um elemento de betão armado comprimido são recomendados dois métodos: um baseado numa rigidez nominal e outro baseado numa curvatura nominal. Tanto no primeiro como no segundo, é necessário introduzir os dados geométricos e os esforços atuantes para posteriormente verificar se o dimensionamento cumpre ou não os respetivos critérios de segurança. Quer isto dizer que, através da norma Europeia, não é possível calcular a resistência máxima à compressão de uma barra com secção e comprimento de encurvadura fixos. Contudo, os húngaros Bernát Csuka e László P. Kollár desenvolveram um método simplificado para o dimensionamento de pilares em betão armado sujeitos a cargas centradas de acordo com o Eurocódigo 2<sup>75</sup>. Embora as barras em estudo não sejam pilares, os esforços axiais assumem todo o protagonismo no dimensionamento destas, logo, é válido adaptar o método referido.

O estudo realizado por estes dois professores da Universidade de Budapeste define a capacidade resistente ( $N_{Rd}$ ) de um pilar de betão armado a partir da resistência plástica ( $N'_u$ ) da secção transversal multiplicada por um coeficiente de redução ( $\phi$ ).

$$N_{Rd} = \phi \times N'_u \quad (5.35)$$

Em que

$$N'_u = f_{cd} \times A_c + A_s \times f_{yd} \quad (5.36)$$

e

$$\phi = \phi_2 - \Delta\phi_1 \times \left(\frac{l_0/h}{22}\right)^2 + \Delta\phi_2 \times \left(\frac{l_0/h}{22}\right)^2 \quad (5.37)$$

<sup>74</sup> Como estes elementos são construídos em fábrica, também se pode recorrer a mesas vibratórias para compactar o betão.

<sup>75</sup> *Design of reinforced concrete columns under centric load according to Eurocode 2.*

Esse coeficiente de redução depende do comprimento de encurvadura da barra ( $l_0$ ), da base ( $b$ ) e altura ( $h$ ) da secção transversal para o eixo de menor inércia, da quantidade e disposição das armaduras e da classe de betão utilizado.

Procede-se agora à exposição do processo que conduz à determinação de todas as variáveis envolvidas na equação 5.37. Inicialmente é necessário definir qual das disposições sugeridas na Figura 5.25 se pretende adotar.

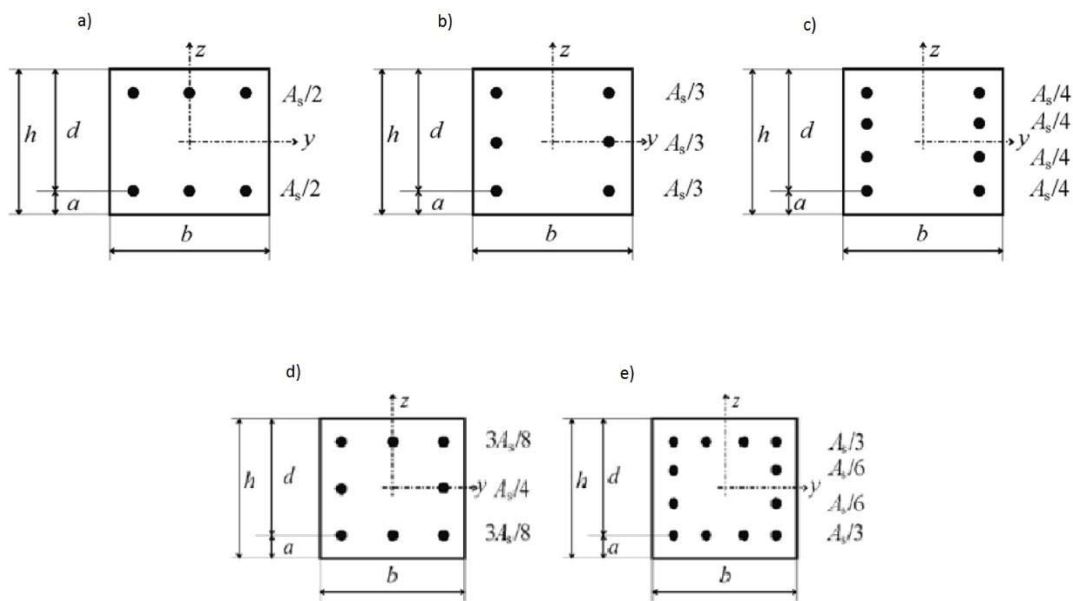


Figura 5.25 - 5 disposições de armaduras em secções retangulares

Em função dessa seleção, retiram-se os valores de  $\Delta\beta$  e  $\Delta\phi_1$  da Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Valores de  $\Delta\beta$  e  $\Delta\phi_1$

Secção transversal	$\Delta\beta$	$\Delta\phi_1$
2 camadas de varões (Figura 5.25 a))	0	0
3 camadas de varões (Figura 5.25 b))	0.05	0.13
4 camadas de varões (Figura 5.25 c))	0.08	0.19
5 ou mais camadas de varões	0.14	0.30
8 varões (Figura 5.25 d))	0.04	0.09
12 varões (Figura 5.25 e))	0.05	0.10
16 ou mais varões	0.06	0.11

Falta agora calcular o valor do coeficiente  $\Delta\alpha$  que inclui o efeito da classe de betão a utilizar,

$$\Delta\alpha = 0.14 \times (f_{ck} - 30) \quad (5.38)$$

atendendo que para

$$f_{ck} \leq 30 \text{ MPa}, \quad \Delta\alpha = 0 \quad (5.39)$$

Ficam assim reunidos os dados necessários para determinar os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , dependentes da esbelteza do elemento e da taxa de armaduras, respetivamente.

$$\alpha = \frac{l_o}{h} + \Delta\alpha \times \left( \frac{l_o/h}{22} \right)^3 \quad (5.40)$$

$$\beta = \frac{\mu}{0.5 + \mu} - \Delta\beta \quad (5.41)$$

em que

$$\mu = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (5.42)$$

De seguida, através da consulta da Figura 5.26, extrai-se o valor de  $\phi_2$ .

$\beta$	$\alpha = l_o / h$						
	$\leq 10$	12	14	16	18	20	22
0.00	0.88	0.82	0.75	0.62	0.45	0.38	0.32
0.08	0.89	0.84	0.77	0.69	0.56	0.42	0.37
0.10	0.89	0.84	0.78	0.71	0.59	0.45	0.38
0.12	0.89	0.85	0.79	0.72	0.62	0.50	0.39
0.14	0.89	0.85	0.80	0.74	0.65	0.54	0.44
0.16	0.89	0.86	0.80	0.74	0.66	0.56	0.45
0.18	0.89	0.86	0.80	0.74	0.66	0.57	0.47
0.20	0.89	0.86	0.80	0.74	0.67	0.58	0.48
0.25	0.89	0.86	0.81	0.75	0.68	0.60	0.51
0.30	0.89	0.86	0.81	0.76	0.69	0.62	0.54
0.60	0.89	0.87	0.83	0.79	0.74	0.70	0.65
0.90	0.89	0.87	0.85	0.82	0.78	0.74	0.71

Figura 5.26 - Valor de  $\phi_2$  em função de  $\alpha$  e  $\beta$

Por último, calcula-se o valor de  $\Delta\phi_2$  em função da altura da secção ( $h$ ) e do recobrimento das armaduras ( $a$ ).

$$\Delta\phi_2 = 0.37 \times \left(0.15 - \frac{a}{h}\right) \quad (5.43)$$

De referir ainda que os valores do coeficiente de redução são limitados ( $\phi_{max}$ ) em função da altura ( $h$ ), como se pode constatar na Figura 5.27.

$h[\text{mm}]$	150	200	300	400	500	$\geq 600$
$\phi_{max}$	0.60	0.68	0.77	0.81	0.84	0.87

Figura 5.27 - Valores de  $\phi_{max}$

O desenvolvimento deste método foi suportado por uma forte base experimental, sendo os ensaios realizados com betões até à classe C55/67, para um rácio  $l_0/h$  inferior a 22, altura dos provetes igual ou superior a 150 mm, e, no caso das secções retangulares, com as disposições de armaduras ilustradas na Figura 5.25.

#### 5.4.6.1 Barras comprimidas

A Figura 5.28 representa a secção das barras sujeitas a esforços de compressão, que se encontram a vermelho na Figura 5.29.

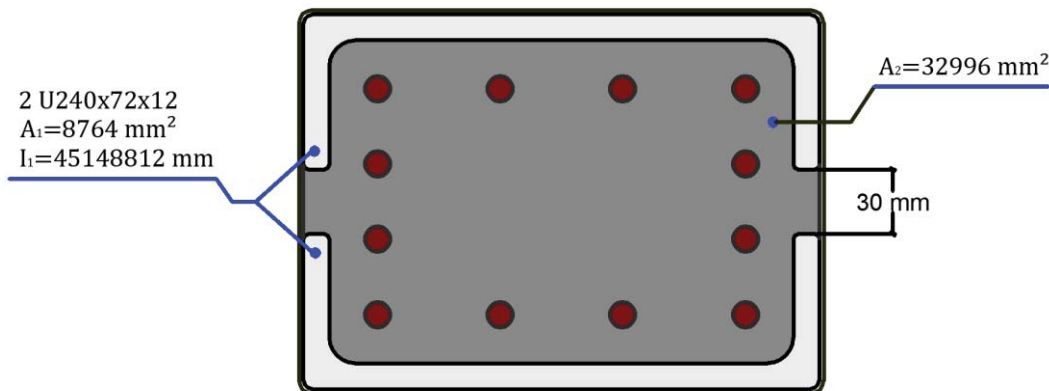


Figura 5.28 - Secção transversal das barras comprimidas do núcleo de rigidez





Figura 5.29 - Barras comprimidas - Núcleos de rigidez

Com um coeficiente de homogeneização ( $m$ ) que é a razão entre os módulos de elasticidade do betão selecionado<sup>76</sup> e dos perfis U240x72x12 de GFRP

$$m = \frac{E_2}{E_1} \quad (5.44)$$

$$\frac{33}{28} = 1.18$$

Com este coeficiente calcula-se a área homogeneizada da secção

$$\overline{A}_1 = A_1 + m \times A_2 \quad (5.45)$$

$$8764 + 1.18 \times 32996 = 47\,699.3 \text{ mm}^2$$

<sup>76</sup> C30/37  $E_{cm} = 33\text{MPa}$  e  $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$

Sabe-se que

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (5.46)$$

e que

$$\sigma_1 = \frac{F}{A_1} \quad (5.47)$$

$$\sigma_2 = m \times \sigma_1 \quad (5.48)$$

logo,

$$F_1 = \sigma_1 \times A_1 = \frac{F}{A_1} \times A_1 = 0.184 \times F \quad (5.49)$$

$$F_2 = \sigma_2 \times A_2 = m \times \frac{F}{A_1} \times A_2 = 0.816 \times F \quad (5.50)$$

Ou seja, os dois perfis em U absorvem 18.4 % da carga total recebida, enquanto o núcleo de betão armado absorve os restantes 81.6 %.

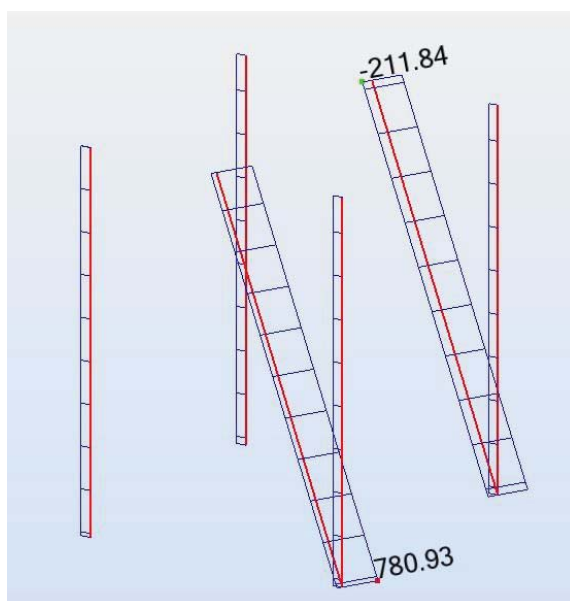


Figura 5.30 - Diagrama de esforço axial - núcleos de rigidez (conjunto 1)

Assim sendo, para verificar a segurança perante a solicitação axial de compressão máxima de 780.93 kN que se verifica na barra diagonal ( $l=3.88\text{m}$ ), é necessário que as partes em GFRP e em betão resistam a uma carga de  $0.184 \times 780.93 = 143.69\text{ kN}$  e  $0.816 \times 780.93 = 637.24\text{ kN}$  respetivamente.

Tabela 5.13 – Cálculo da resistência à compressão axial do duplo perfil U240x72x12 ( $L_k=3.104\text{ m}$ )

Grandeza	Valor	Grandeza	Valor	Grandeza	Valor
$f_{c,0^\circ}$	240 MPa	$I$	$45\,148\,812\text{ mm}^4$	$F_d$	1 618.0 kN
$\gamma_{m,f}$	1.3	$\gamma_{m,E}$	1.3	$N_{el}$	996.1 kN
$A$	$8\,764\text{ mm}^2$	$L_k$	$3.88 \times 0.8 = 3.104\text{ m}$	$\sigma_{el}$	114 MPa
$E_{0^\circ}$	28 000 MPa	$\lambda_r$	1.274	$N_{cr}$	616.5 kN

Através da análise da Tabela 5.13, conclui-se que os dois perfis em U verificam a segurança de um modo folgado.

Para efeitos de cálculo, simplifica-se a geometria do núcleo de betão transformando-a num retângulo de  $150 \times 216\text{ mm}$ , armado com 12 varões de 12 mm de diâmetro da classe S500 distribuídos ao longo do perímetro da secção (Figura 5.31).

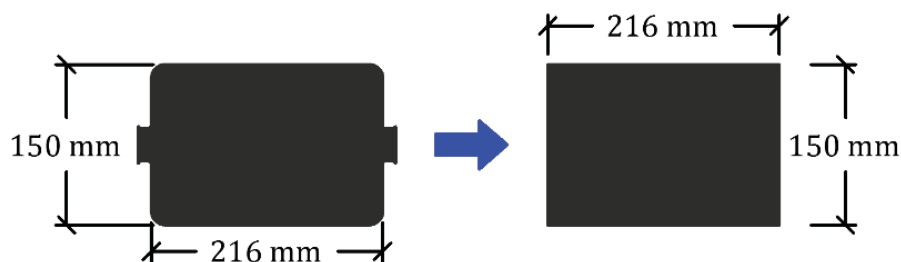


Figura 5.31 – Simplificação de cálculo relativa à área do núcleo de betão armado

Seguindo o método simplificado descrito neste capítulo, obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Determinação do coeficiente de redução  $\phi$ 

Grandeza	Valor	Grandeza	Valor
$b$	216 mm	$\Delta\alpha$	0
$h$	150 mm	$\alpha$	20.7
$A_c$	$150 \times 216 = 32400 \text{ mm}^2$	$\beta$	0.65
$A_s$	$12 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 1357 \text{ mm}^2$	$\mu$	0.91
$f_{cd}$	$30/1.5 = 20 \text{ MPa}$	$\phi_2$	0.69
$f_{yd}$	$500/1.15 = 435 \text{ MPa}$	$a$	$0.15 \times 150 = 22.5 \text{ mm}$
$l_0$	$3.88 \times 0.8 = 3.104 \text{ m}$	$\Delta\phi_2$	0
$\Delta\beta$	0.05	$N'_u$	1238.0 kN
$\Delta\phi_1$	0.1	$\phi$	0.60

Tem-se assim um coeficiente  $\phi$  que reduz a resistência máxima da secção transversal para 60% da sua resistência plástica

$$N_{Rd} = \phi \times N'_u = 0.60 \times 1238$$

$$N_{Rd} = 742.8 \text{ kN},$$

superior aos 637.24 kN com que a secção de betão armado é, no máximo, carregada.

A Figura 5.30 revela que estas barras diagonais podem também estar sujeitas a esforços de tração caso se verifique uma forte concentração de pessoas nas extremidades da ponte. Apesar de os perfis de GFRP resistirem a uma tração de 1617.8 kN, calcula-se a força para a qual ocorre a fendilhação do betão ( $F_{cr}$ ).

$$\sigma_2 = f_{ctm} \leftrightarrow \frac{F_{cr}}{A_1} \times m = 2900 \quad (5.51)$$

$$F_{cr} = \frac{2900 \times 47699.3 \times 10^{-6}}{1.18} = 117.2 \text{ kN} < 211.84 \text{ kN}$$

Fica aqui exposto que pode ocorrer a fendilhação do betão, todavia, como estas barras são cintadas por uma manta de CFRP, é de esperar que após a abertura de fendas, estas voltem a fechar naturalmente sem que isso traga prejuízo para a resistência à compressão.

Apesar das barras verticais serem mais curtas e estarem sujeitas a esforços axiais significativamente mais baixos, verificando assim a segurança sem necessidade de cálculos adicionais, é-lhes atribuída exatamente a mesma secção que à diagonal comprimida devido à já referida necessidade de uma rigidez elevada nas zonas dos apoios.

#### 5.4.6.2 Barras tracionadas

Como se sabe, o betão tem um mau comportamento quando submetido a esforços de tração, fendilhando a baixa tensão, logo, se o pretendido é aumentar a rigidez destas barras, têm de ser os varões de aço a cumprir esse propósito.

Distribui-se 20 varões de aço S500 com 12 mm de diâmetro pelo interior da secção, envolvidos por betão que, neste caso, tem o propósito de fixar as armaduras (Figura 5.32) e transmitir-lhes as cargas.

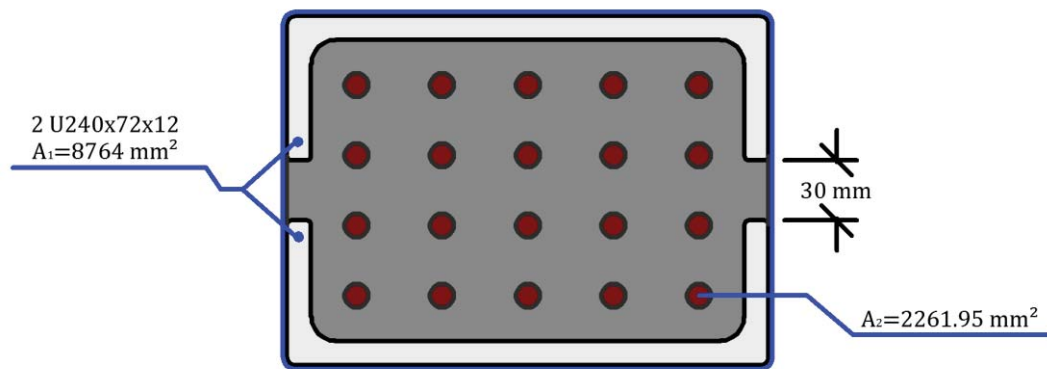


Figura 5.32 - Secção transversal das barras tracionadas do núcleo de rigidez

Para a determinação da área homogeneizada da secção ( $\overline{A}_1$ ) despreza-se a contribuição da área de betão, contabilizando apenas os perfis de GFRP ( $A_1$ ) e as armaduras ( $A_2$ ).

$$m = \frac{E_2}{E_1} = \frac{200}{28} = 7.14$$

$$\overline{A}_1 = A_1 + m \times A_2 = 8764 + 7.14 \times 2261.95 = 24\,914.3 \text{ mm}^2$$

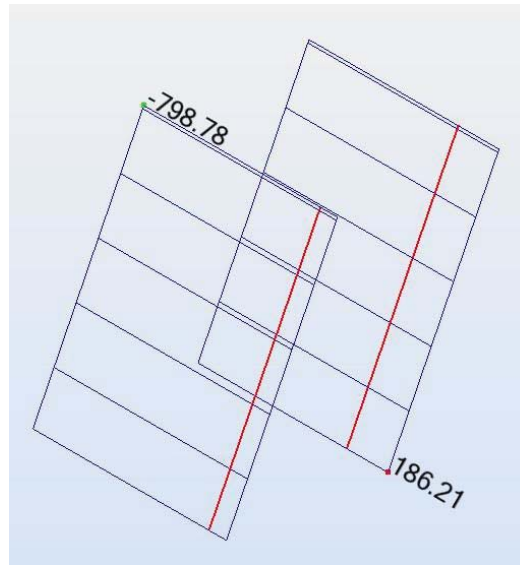


Figura 5.33 - Diagrama de esforço axial - núcleos de Rigidez (conjunto 2)

Assim, uma força de tração máxima ( $F$ ) de 798.78 kN vai gerar uma tensão  $\sigma_1$  nos dois perfis em U de GFRP e uma tensão  $\sigma_2$  nos 20 varões de aço.

$$\sigma_1 = \frac{F}{A_1} = \frac{798.78 \times 10^{-3}}{24914.3 \times 10^{-6}} = 32.1 \text{ MPa} \leq 185 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = m \times \sigma_1 = 7.14 \times 32.1 = 229.2 \text{ MPa} \leq 435 \text{ MPa}$$

#### 5.4.7 TABULEIRO<sup>77</sup>

O tabuleiro é materializado através de placas da série HD da Fiberline (Figura 4.13 e Figura 4.14), sendo que, nas extremidades, estas pousam diretamente nos contrapesos em betão armado (Figura 5.34) com uma inclinação de 2% para a parte central de modo a realizar-se a drenagem das águas pluviais.

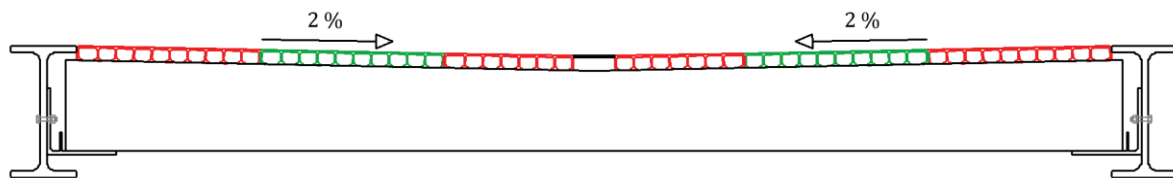


Figura 5.34 - Plank HD apoiada nos contrapesos

Devido a estarem apoiadas ao longo de toda a extensão, nas extremidades, as placas dispensam verificações de segurança, pois são os blocos de betão a suportar as cargas aí impostas. Porém, sobre os

<sup>77</sup> Ver desenhos "Tabuleiro" no Capítulo 7

apoios e na parte central, estes elementos pultrudidos são simplesmente apoiados nas barras de contraventamento horizontais (Figura 5.35 e Figura 5.36); como o maior vão a vencer são os 2.88 m na parte superior das rampas e, embora as placas encaixem entre si, aqui estuda-se uma placa isolada e, para esse efeito, toma-se o modelo estrutural e os casos de carga da Figura 5.37 para se efetuarem as respetivas verificações de estabilidade de acordo com o previsto no Eurocódigo 1 parte 1-2<sup>78</sup>.

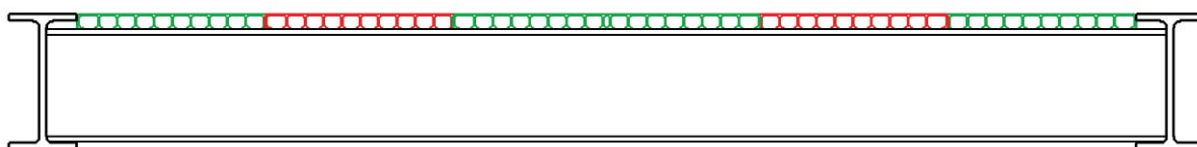


Figura 5.35 - Plank HD apoiada num perfil I300x150x15



Figura 5.36 - Plank HD apoiada num perfil I200x100x10

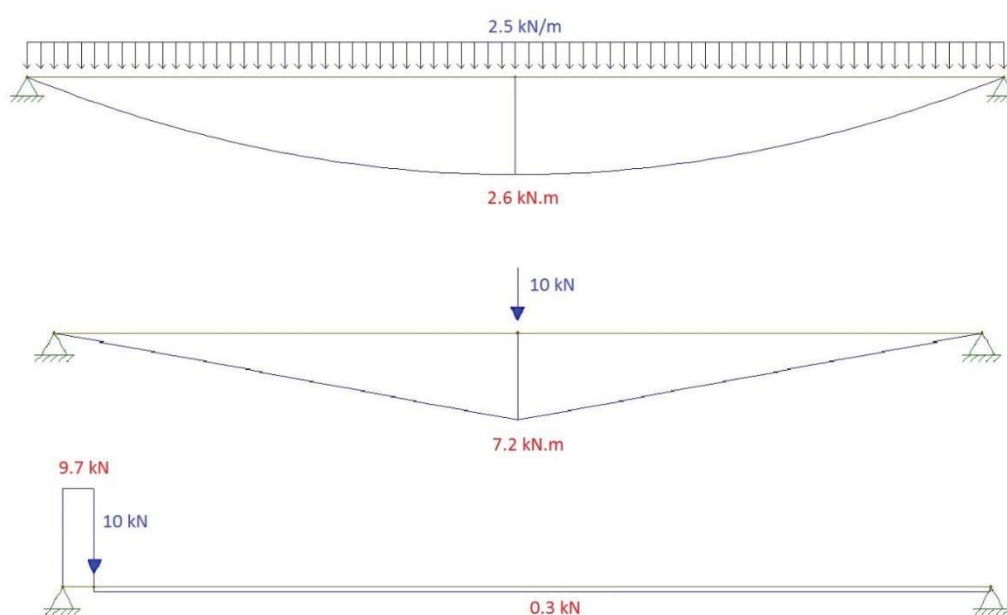


Figura 5.37 - Casos de carga e esforços no tabuleiro

<sup>78</sup> Ver 5.1.1

Com um módulo de flexão ( $W_x$ ) de 86646 mm<sup>3</sup>/m e uma área de corte ( $A_v$ ) de 9568 mm<sup>2</sup>/m, as placas com 50 cm de largura resistem a um momento fletor ( $M_{max}$ ) de

$$M_{max} = W_x \times f_{b,0^\circ,d} \quad (5.52)$$

$$M_{max} = 86646 \times 0.5 \times 10^{-9} \times 185000 = 8 \text{ kN.m}$$

e a uma força de corte ( $V_{max}$ ) de

$$V_{max} = f_{\tau,d} \times A_v \quad (5.53)$$

$$V_{max} = 20000 \times 9568 \times 0.5 \times 10^{-6} = 95.7 \text{ kN}$$

Logo, a segurança é verificada.

#### 5.4.8 JUNTA DE LIGAÇÃO<sup>79</sup>

Devido à simetria da ponte em relação ao plano que a atravessa a meio vão, é previsível que, quando esta está sujeita apenas ao seu peso próprio e na ausência de assentamentos diferenciais, as solicitações na junta de ligação sejam de uma ordem de grandeza muito reduzida. Já quando existem peões a atravessar a estrutura, os esforços nestes elementos podem aumentar significativamente, sendo a pior situação aquela em que uma multidão se concentra numa das rampas e na respetiva metade central, bem como na extremidade oposta, sendo que as restantes partes do tabuleiro se encontram desocupadas (Combinação 12).

Tal caso de carga vai originar o máximo esforço de corte na direção vertical, que, como se pode observar na Figura 5.38, ronda os 80 kN.

---

<sup>79</sup> Ver desenhos “positivo da junta (1/2)”, “positivo da junta (2/2)”, “negativo da junta (1/2)”, “negativo da junta (2/2)” e “fecho do tabuleiro” no Capítulo 7.



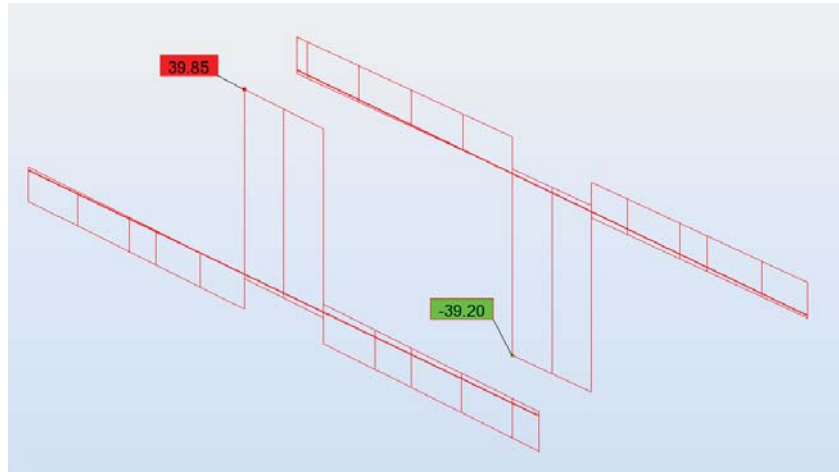


Figura 5.38 - Máximo esforço transverso vertical na junta de ligação

Por se tratar de uma peça crucial para o funcionamento da estrutura, é de elevadíssima importância garantir as melhores condições de conservação do material. Significa isto que apesar da diferença no custo final, a opção por um aço inoxidável aparenta ser mais sensata face a um aço corrente.

De maneira a validar a solução apresentada, modelam-se as duas partes da junta de ligação no *software Solidworks* e aplica-se uma carga de 80 kN a cada. Os resultados dessa solicitação no positivo e negativo da junta aparecem na Figura 5.39 e Figura 5.40, respetivamente.

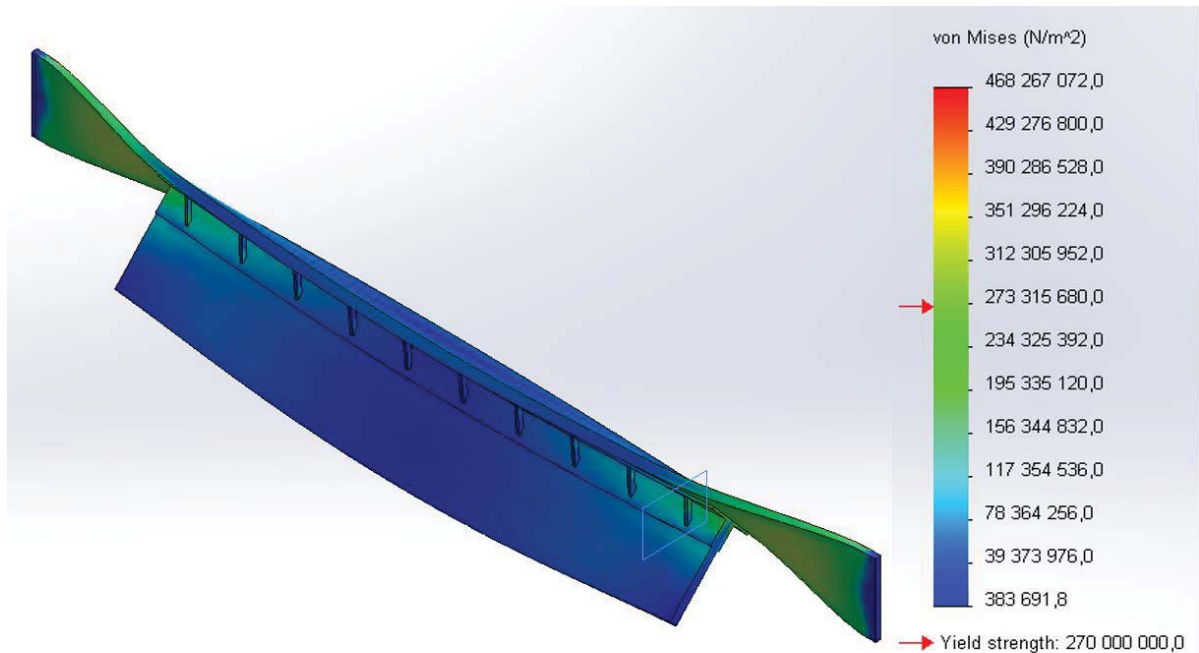


Figura 5.39 - Tensões no positivo da junta

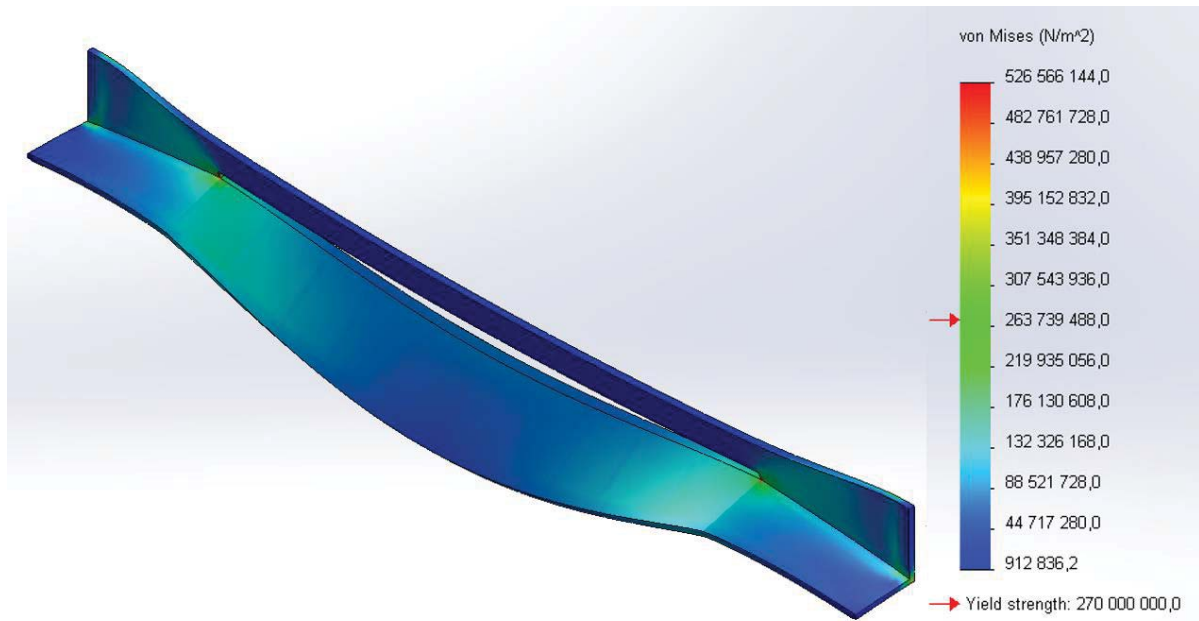


Figura 5.40 - Tensões no negativo da junta

Em ambas as figuras é possível observar que as tensões a que estes elementos estão sujeitos, caem dentro dos limites de resistência dos aços de construção disponíveis no mercado, logo, tudo indica que o modelo proposto tem as condições necessárias para cumprir o desígnio pretendido.

#### 5.4.9 CONTRAPESOS<sup>80</sup>

Os contrapesos em betão armado (Figura 5.41) responsáveis por conferir uma maior estabilidade à estrutura, estão também a suportar o tabuleiro, logo, vão suportar as cargas do tráfego pedonal que transita sobre estes. Assim sendo, é necessário armar devidamente estes elementos de modo a suportarem os esforços de flexão e de corte máximos que podem vir a ser sujeitos.

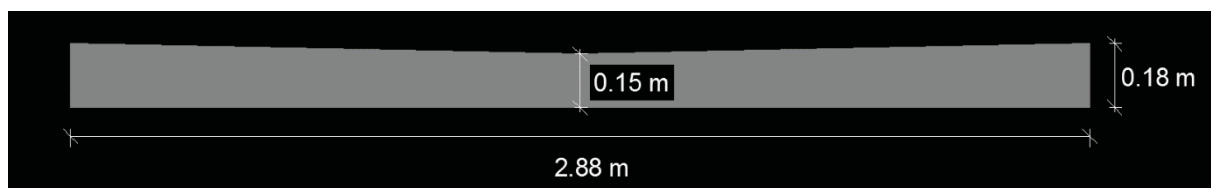


Figura 5.41 - Dimensões dos contrapesos

Os contrapesos vão estar distribuídos pelos 11.20 m de “cauda” de cada uma das consolas, contudo, fabricar uma única peça para ocupar todo esse desenvolvimento levantaria maiores problemas no que respeita a operações de transporte. Logo, é tomada a decisão de fabricar cada uma destas peças com 1 m de desenvolvimento, tornando assim possível a sua instalação com recurso a meios de transporte mais ligeiros, nomeadamente uma empilhadora.

<sup>80</sup> Ver desenho “contrapesos” no Capítulo 7.

Uma carga distribuída de 13.22 kN/m, para a qual contribuem os 4.125 kN/m e 0.167 kN/m do peso próprio do betão armado e das placas de tabuleiro respetivamente, bem como os 0.50 kN/m das restantes cargas permanentes, juntamente com uma sobrecarga pedonal de 5 kN/m, sendo todas majoradas por um fator de 1.35, geram o máximo momento fletor ( $M_{Ed}$ ) de 13.7 kN.m (Figura 5.42), bem como o máximo esforço transverso ( $V_{max}$ ) de 19.0 kN (Figura 5.43).

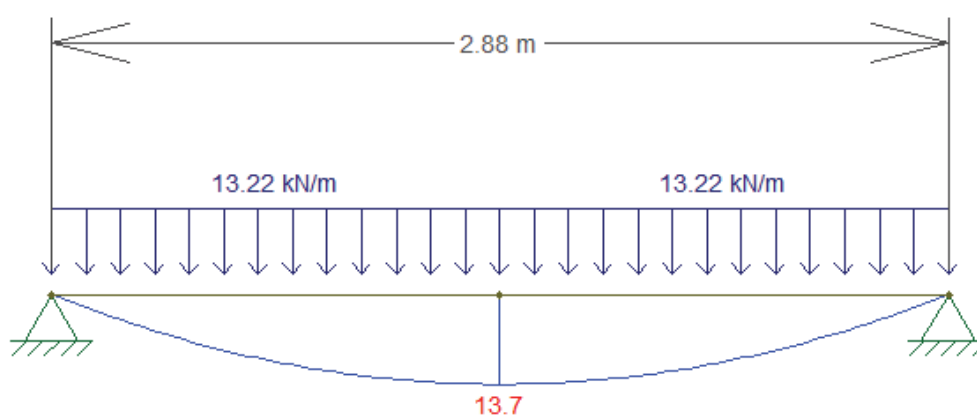


Figura 5.42 - Diagrama de momentos fletores dos contrapesos (em kN.m)

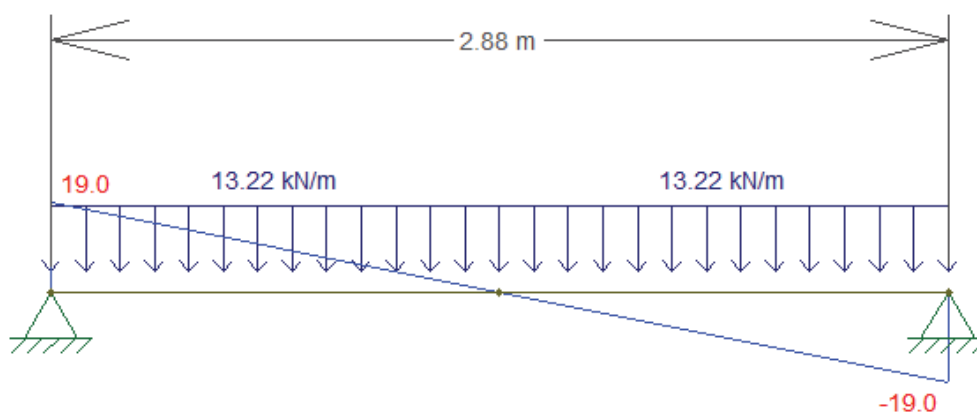


Figura 5.43 - Diagrama de esforço transverso dos contrapesos (em kN)

Para efeitos de cálculo, de um modo conservativo, considera-se um bloco retangular de 2.88 m por 0.15 m de altura, 1 m de profundidade ( $b$ ), uma altura útil ( $d$ ) de 0.12 m, um betão da classe C20/25 e armaduras em aço S500. Procede-se então à determinação da área mínima das armaduras de flexão<sup>81</sup> ( $A_s$ )

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (5.54)$$

$$\mu = \frac{13.7}{1 \times 0.12^2 \times 20000/1.5} = 0.0714 \rightarrow \bar{\omega} = 0.0744$$

$$A_s = \frac{\bar{\omega} \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.55)$$

$$A_s = \frac{0.0744 \times 1 \times 0.12 \times 20/1.5}{500/1.15} = 2.74 \text{ cm}^2$$

A solução de armaduras consiste em dispor 5 varões de 10 mm de diâmetro ( $A_{sl}=3.93 \text{ cm}^2$ ) na parte inferior e o mesmo número de varões, de 8 mm de diâmetro, na parte superior.

O próximo passo é verificar se existe a necessidade de colocar armaduras adicionais para resistir ao esforço transversal máximo, e para tal segue-se o disposto no Eurocódigo 2 e calcula-se o valor da resistência sem armaduras ( $V_{Rd,c}$ ).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em mm} \quad (5.56)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{120}} = 2.29 \leftrightarrow k = 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b \times d} \leq 0.02 \quad (5.57)$$

$$\rho_1 = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.003275$$

<sup>81</sup> Este dimensionamento é efetuado de acordo com a publicação dos Professores Helena Barros e Joaquim Figueiras (Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2).

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k(100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} \times b \times d \quad (5.58)$$

$$V_{Rd,c} = 0.12 \times 2 \times (100 \times 0.003275 \times 20)^{1/3} \times 1000 \times 120 = 53.89 \text{ kN}$$

Com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = 0.035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \times b \times d \quad (5.59)$$

$$V_{Rd,c} = 0.035 \times 2^{3/2} \times 20^{1/2} \times 1000 \times 120 = 53.13 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{max}$$

Significa isto que não é exigida armadura de esforço transversal para estes elementos, contudo, são dispostos varões de 6 mm de diâmetro como armaduras de montagem e realizarem a cintagem dos varões longitudinais.

Terminado o dimensionamento do betão armado, avança-se para a verificação da segurança das chapas (Figura 5.44) aparafusadas às almas das longarinas inferiores, em aço S235, e servem de suporte aos contrapesos.

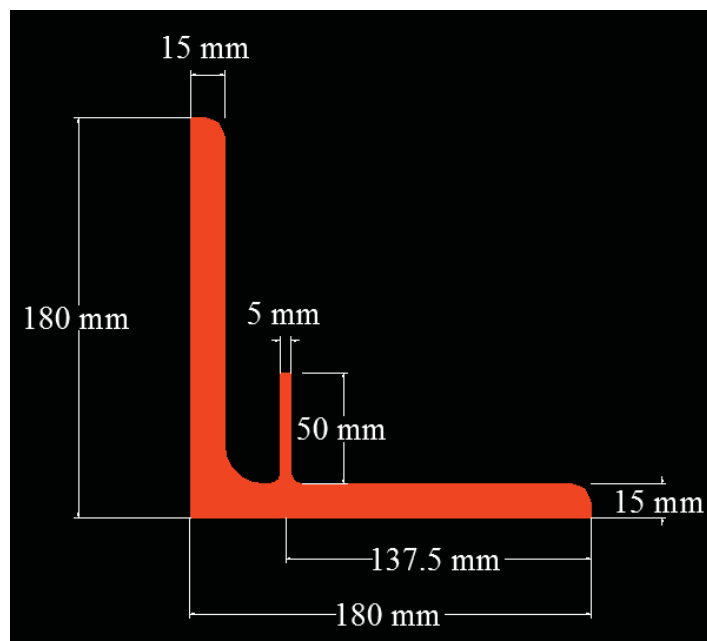


Figura 5.44 - Dimensões das chapas de suporte dos contrapesos

Considerando a contribuição de apenas metade da altura da aba (7.5 mm) para a área de corte ( $A_v = 0.0075 \text{ m}^2/\text{m}$ ), tem-se o seguinte valor de cálculo do esforço transversal resistente,

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.60)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0.0075 \times (235000 / \sqrt{3})}{1} = 1\,017.58 \text{ kN/m}$$

que é muito superior aos 19 kN/m solicitantes, logo, é possível desprezar o efeito do esforço transversal no cálculo da resistência à flexão.

De um modo conservativo, é considerado que a força máxima de 19 kN/m atua no limite de uma das abas da cantoneira (180 mm de braço), resultando daí um momento fletor de  $19 \times 0.18 = 3.42 \text{ kN.m}$ . O topo e a base da aba estão sujeitos a uma tração e compressão, respetivamente, no valor de

$$\sigma = \frac{M}{I} \times y \quad (5.61)$$

$$\sigma = \frac{3.42}{\frac{1 \times 0.015^3}{12}} \times 0.0075 = 91.2 \text{ MPa}$$

Esta tensão é inferior ao valor da tensão de cedência do material, logo, fica verificada a segurança destes elementos.

#### 5.4.10 APOIOS<sup>82</sup>

A suportar a estrutura está uma grelha materializada por perfis<sup>83</sup> UPE 240 soldados ao topo de perfis HE 240 M, que por sua vez estão ligados por intermédio de soldaduras a uma mesa de suporte em aço S460 com 2 cm de espessura assente num anel metálico que faz a conexão ao rolamento de giro<sup>84</sup>.

Para avaliar a distribuição das tensões na mesa suporte, define-se a sua geometria e gera-se uma malha de elementos finitos no *Robot Structural Analysis 2013*. Posteriormente, assume-se o bordo superior do anel metálico como um apoio simples linear e, no topo, introduzem-se os perfis HE 240 M (Figura 5.45). Nestes últimos é onde estão aplicadas as cargas que são as reações de apoio extraídas do modelo tridimensional da estrutura.

<sup>82</sup> Ver desenhos “apoio (1/2)” e “apoio (2/2)” no Capítulo 7.

<sup>83</sup> O Anexo A4 inclui as fichas técnicas dos perfis metálicos utilizados neste projeto.

<sup>84</sup> Ver 4.5.1.

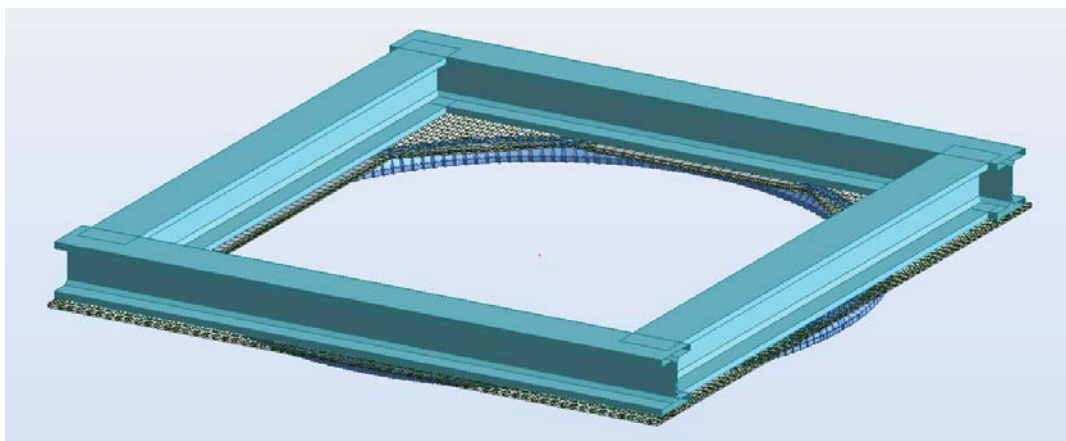


Figura 5.45 – Modelo de elementos finitos do apoio

Interessa agora verificar se as dimensões atribuídas aos contrapesos cumprem ou não o propósito de gerar uma distribuição o mais uniforme possível das tensões nos apoios para a combinação quase permanente de ações. A Figura 5.46 ilustra a distribuição de tensões obtida que, como se pode observar, cumpre as exigências impostas.

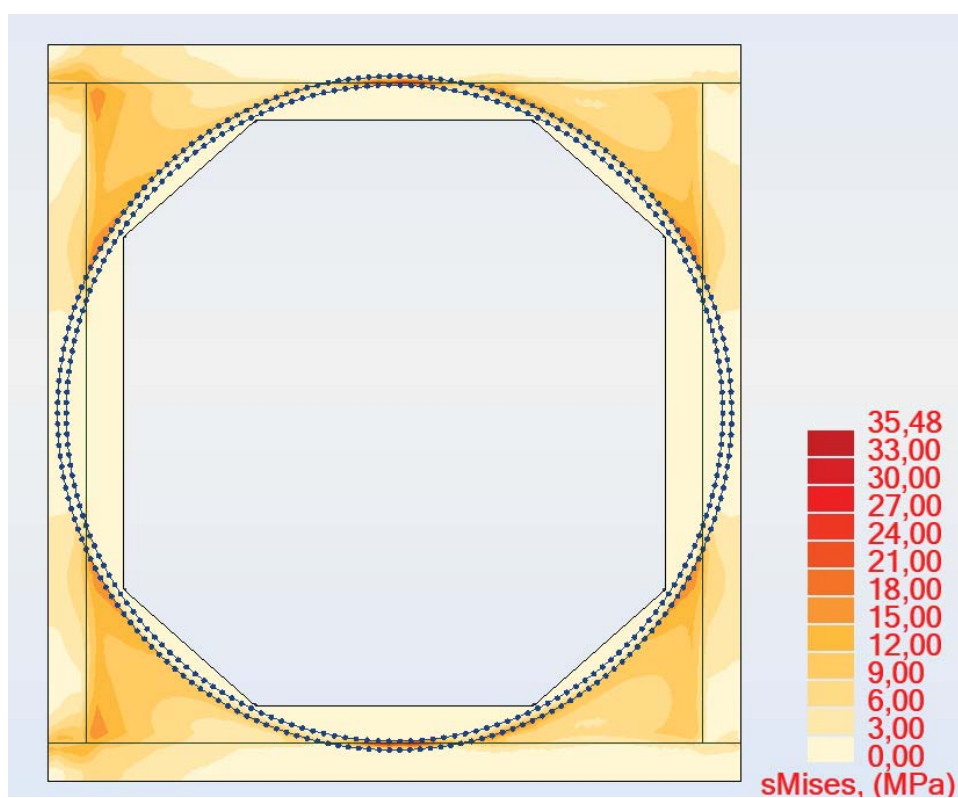


Figura 5.46 – Tensões nos apoios para a combinação quase permanente de ações

É também necessário identificar o caso de carga mais gravoso para a integridade estrutural da mesa de suporte, que neste caso é a Combinação 7, e verificar se as tensões geradas não ultrapassam os limites admissíveis (Figura 5.47).

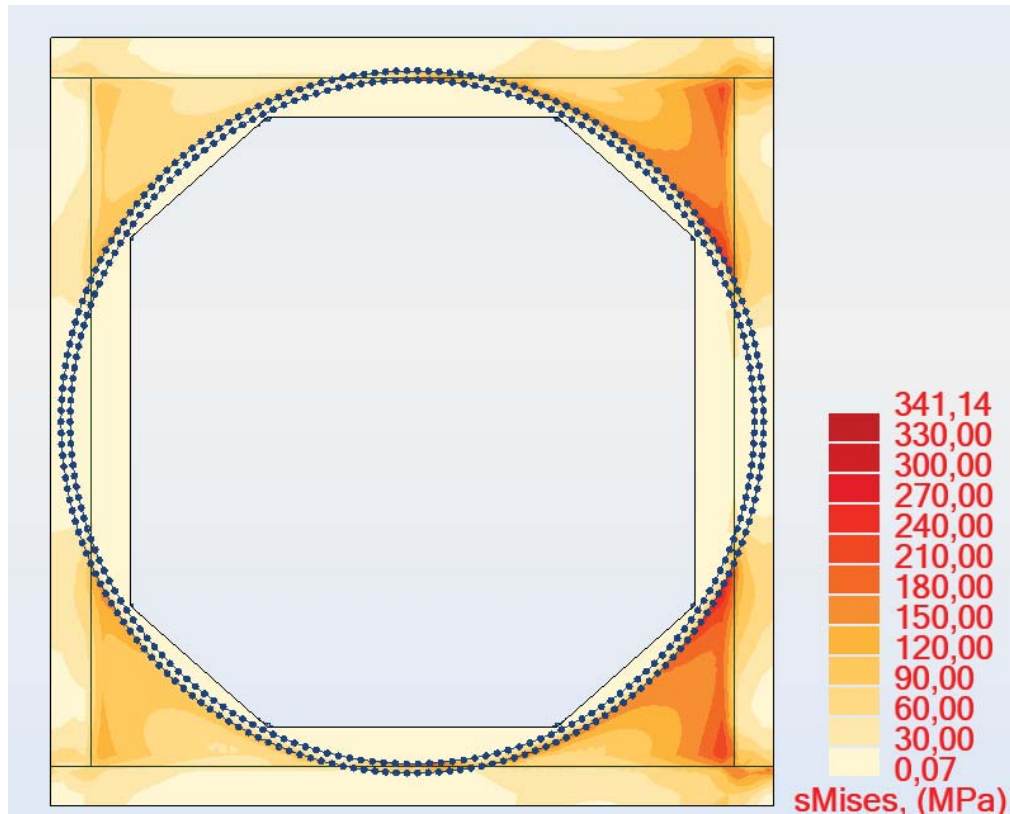


Figura 5.47 - Tensões nos apoios para a Combinação 7

Previsivelmente, a sobrecarga pedonal concentrada na parte central gera um desequilíbrio de tensões, esforçando mais esse lado dos apoios, todavia, a tensão de cedência de cálculo do aço S460 ( $f_{yd}=460$  MPa) não é ultrapassada, logo, tudo indica que esta espessura de material é a suficiente para assegurar um seguro suporte da estrutura.

## 5.5 DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA

O baixo módulo de elasticidade do GFRP (23-28 MPa) faz com que a ponte tenha uma rigidez na direção vertical a meio vão aproximadamente de 1300 kN/m, significando isto que a estrutura vai ter deslocamentos significativos. A Tabela 5.15 apresenta os valores desta grandeza a meio vão, fornecidos pelo *Robot Structural Analysis 2013*, quando a ponte está submetida ao seu peso próprio e às combinações característica, frequente e quase-permanente.



Tabela 5.15 - Deslocamentos da estrutura

Combinação	Deslocamento Vertical (cm)	Deslocamento Transversal (cm)	Deslocamento Longitudinal (cm)
Comb. 1	-5.2	0.0	0.1
Comb. 2	-5.3	0.0	0.5
Comb. 3	-5.1	0.0	-0.2
Comb. 25	-11.1	0.8	0.9
Comb. 26	-20.4	3.5	1.3
Comb. 27	-13.2	5.4	1.2

Da análise da Tabela 5.15 conclui-se que um deslocamento 20.4 cm na direção vertical é verdadeiramente significativo para um vão próximo dos 46 m, porém, é de notar que a decisão de assumir um *gabarit* de 5.40 m<sup>85</sup> já teve em conta a elevada deformabilidade do GFRP.

De salientar que parte destes deslocamentos devem ser corrigidos com o processo construtivo, sendo assim previsível que a flecha da ponte apresente valores inferiores aos da Tabela 5.15.

## 5.6 ANÁLISE MODAL

É do conhecimento comum que as estruturas vibram e, por vezes, podem mesmo entrar em ressonância, isto é, pequenas forças variáveis no tempo podem provocar deslocamentos relevantes e danificá-las. Apesar de existirem muitos exemplos de estruturas que resistem a fenómenos de ressonância<sup>86</sup>, este tipo de comportamento é extremamente indesejável, pois para além de gerar desconforto aos utilizadores (sobretudo numa travessia pedonal), a fadiga causada pelas fortes vibrações pode conduzir a um encurtamento do período de serviço da obra.

Para melhor entender e solucionar os problemas vibratórios de uma estrutura, é essencial identificar as suas frequências naturais e os respetivos modos de vibração. Com este propósito, realiza-se uma análise modal, que consiste num estudo das propriedades dinâmicas da estrutura.

Os modos de vibração são determinados em função das características materiais (massa, rigidez e amortecimento) e das condições fronteira da estrutura, estando associado a cada um a respetiva frequência e forma. Logo, caso se adicione uma massa, introduza um dispositivo de amortecimento ou se altere a rigidez estrutural<sup>87</sup>, a ponte vai vibrar de um modo diferente.

Para uma melhor compreensão deste assunto, apresenta-se na Figura 5.48 um oscilador de um grau de liberdade.

<sup>85</sup> Ver Figura 4.5

<sup>86</sup> Ou seja, estruturas que resistem a fortes movimentos oscilatórios.

<sup>87</sup> A rigidez da estrutura pode ser modificada através da remoção/substituição de barras, cabos a ligar a estrutura a um ponto rígido, etc..

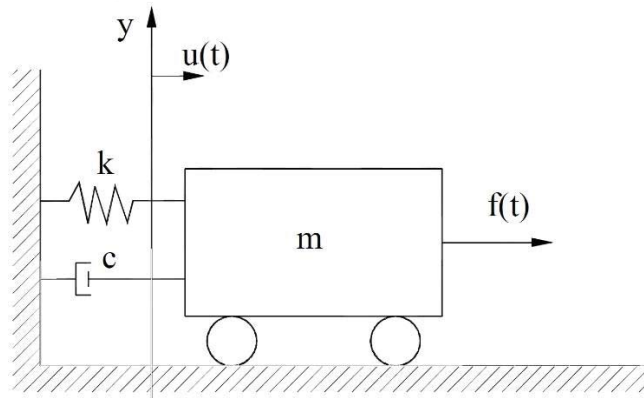


Figura 5.48 - Oscilador de 1 grau de liberdade

Neste oscilador de massa  $m$ , que está ligado ao exterior por intermédio de uma mola com rigidez  $k$  e um amortecedor com coeficiente de amortecimento  $c$ , atua uma força dinâmica  $f(t)$ , provocando assim um deslocamento  $u(t)$ .

É necessário que o somatório das forças de inércia ( $f_i$ ), de amortecimento ( $f_a$ ), de restituição elástica ( $f_e$ ) e solicitantes ( $f(t)$ ) seja nulo, para que exista um equilíbrio entre estas no sistema (Figura 5.49).

$$-f_i - f_a - f_e + f(t) = 0 \quad (5.62)$$

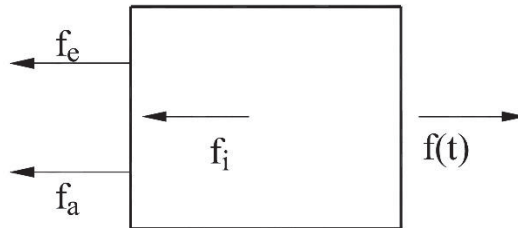


Figura 5.49 - Forças atuantes num sistema de um grau de liberdade

Surge então assim a equação fundamental da dinâmica, válida para sistemas elásticos sujeitos a uma excitação  $p(t)$ .

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (5.63)$$

Esta é a equação que controla o deslocamento ( $u(t)$ ) do grau de liberdade considerado ao longo do tempo.

Contudo, são raras as estruturas que apresentam um comportamento dinâmico que possa ser traduzido por um oscilador de um grau de liberdade, isto é, durante o movimento oscilatório de uma estrutura, existem diversos pontos com diferentes deslocamentos. Então, para obter a melhor aproximação do

comportamento real, consideram-se múltiplos graus de liberdade distribuídos pelo sistema, sendo, neste caso necessário considerar as matrizes de massa (  $\underline{M}$  ), de amortecimento (  $\underline{C}$  ) e de rigidez (  $\underline{K}$  ).

$$\underbrace{\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}}(t)}_{\underline{f}_i} + \underbrace{\underline{C} \cdot \dot{\underline{u}}(t)}_{\underline{f}_a} + \underbrace{\underline{K} \cdot \underline{u}(t)}_{\underline{f}_e} = \underline{p}(t) \quad (5.64)$$

Esta multiplicidade de graus de liberdade implica que cada um apresente deslocamentos próprios, logo, existem diversas maneiras do sistema vibrar. A determinação das  $n^{88}$  frequências angulares é feita através da resolução do seguinte problema de valores e vetores próprios

$$\det(\underline{K} - \omega^2 \cdot \underline{M}) = 0 \quad (5.65)$$

Para cada  $\omega_n$  tem-se o correspondente modo de vibração  $\phi_n$ , que se obtém resolvendo o seguinte sistema de equações

$$(\underline{K} - \omega_n^2 \cdot \underline{M})\underline{\phi}_n = \underline{0} \quad (5.66)$$

Na Tabela 5.16 encontram-se as frequências e as massas modais dos 15 primeiros modos de vibração da ponte em estudo, que tem uma massa total de 91.9 toneladas.

---

<sup>88</sup> Um sistema com  $n$  graus de liberdade implica  $n$  frequências angulares ( $\omega_n$ )

Tabela 5.16 - Modos de vibração

Modo	Frequência (Hz)	Massa modal (longitudinal) (kg)	Massa modal (transversal) (kg)	Massa modal (vertical) (kg)	Tipo de deformação
1	1.72	48.32	8687.48	40.95	Lateral
2	1.90	71.70	22754.97	60.53	Lateral
3	1.90	71.38	22701.09	53.31	Lateral
4	1.93	143.41	0.12	9729.18	Vertical
5	2.36	2.13	8319.27	102.72	Torsional
6	2.44	45.49	13414.88	768.03	Torsional
7	2.48	180.17	0.03	23366.27	Vertical
8	2.56	168.57	0.92	26789.58	Vertical
9	3.82	65.20	4176.67	849.45	Torsional
10	3.91	64.75	3571.83	1079.40	Torsional
11	4.55	85.71	3017.68	11707.24	Torsional
12	4.56	106.79	2298.90	10590.60	Torsional
13	4.67	21.72	1608.73	8066.72	Torsional
14	4.98	1544.25	3.04	16.96	Longitudinal
15	4.98	1550.38	3.02	17.01	Longitudinal

Para que estes modos de vibração não sejam excitados e criem um comportamento indesejado da ponte é conveniente que a frequência do caminhar dos peões não seja próxima das frequências naturais da estrutura.

O Eurocódigo 1 parte 1-2 sugere que a caminhada normal de um peão exerce forças periódicas com uma frequência compreendida entre 1 e 3 Hz na direção vertical e 0.5 e 1.5 Hz na direção transversal. Todavia, um manual de dimensionamento de pontes pedonais (HiVoSS, 2008) considera a seguinte gama de frequências críticas:

- Para vibrações verticais e longitudinais:

$$1.25 \text{ Hz} \leq f \leq 2.3 \text{ Hz}$$

- Para vibrações laterais

$$0.5 \text{ Hz} \leq f \leq 1.2 \text{ Hz}$$

Como se pode observar na Tabela 5.16, apenas a frequência do 4º modo de vibração (Figura 5.50) se situa dentro desta gama.

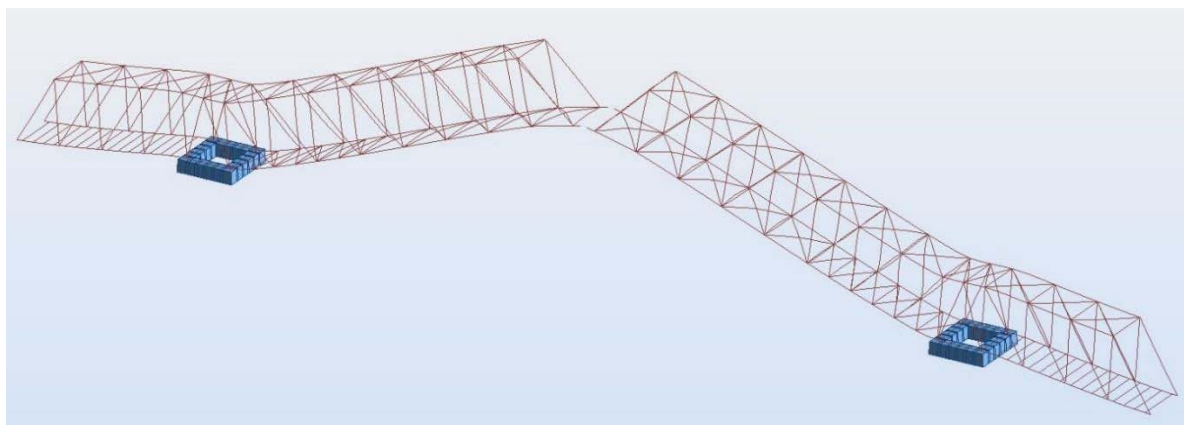


Figura 5.50 - 4º modo de vibração

Note-se que a deformada do 4º modo revela que, para este ser excitado, é necessário que as ações se concentrem nas duas extremidades da ponte, o que não é de esperar que seja uma combinação de ações muito frequente.

Devido à ligeireza da parte central desta ponte, a massa de um grupo de peões concentrada nessa região, pode ser responsável pelo decréscimo das frequências de vibração. Por isso, faz todo o sentido analisar o 1º (Figura 5.51), o 7º (Figura 5.52) e o 8º modo (Figura 5.53), dada a proximidade das suas frequências à respetiva gama crítica.

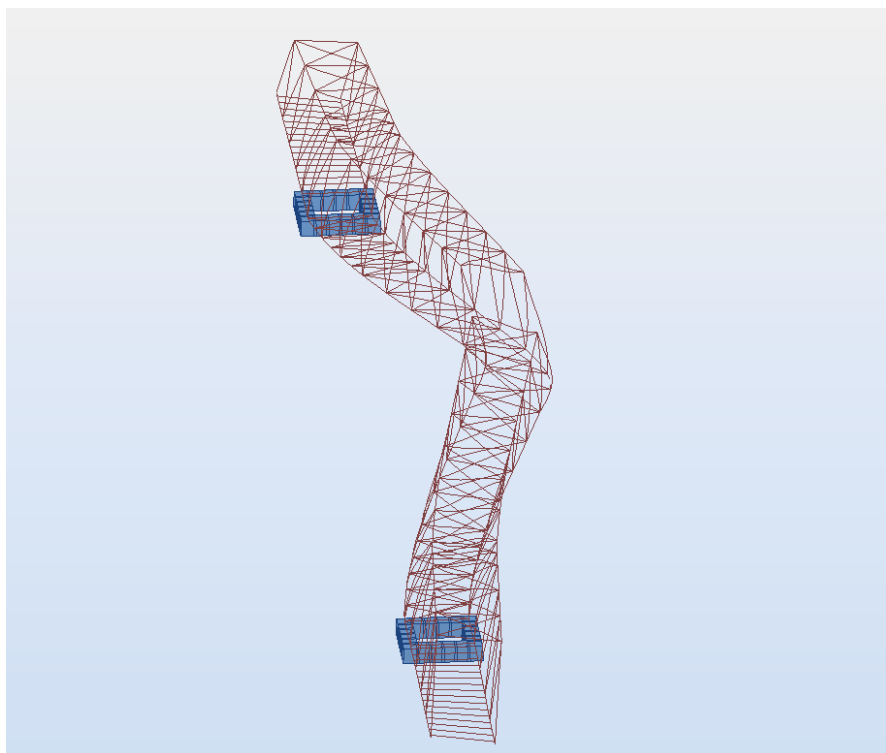


Figura 5.51 - 1º modo de vibração

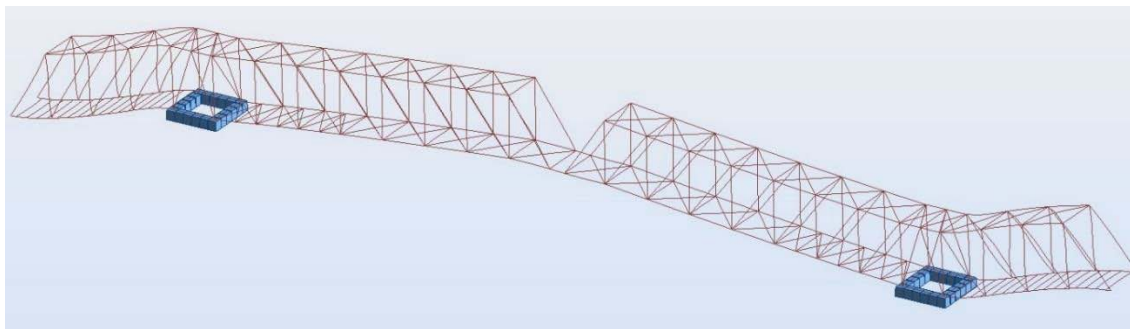


Figura 5.52 – 7º modo de vibração

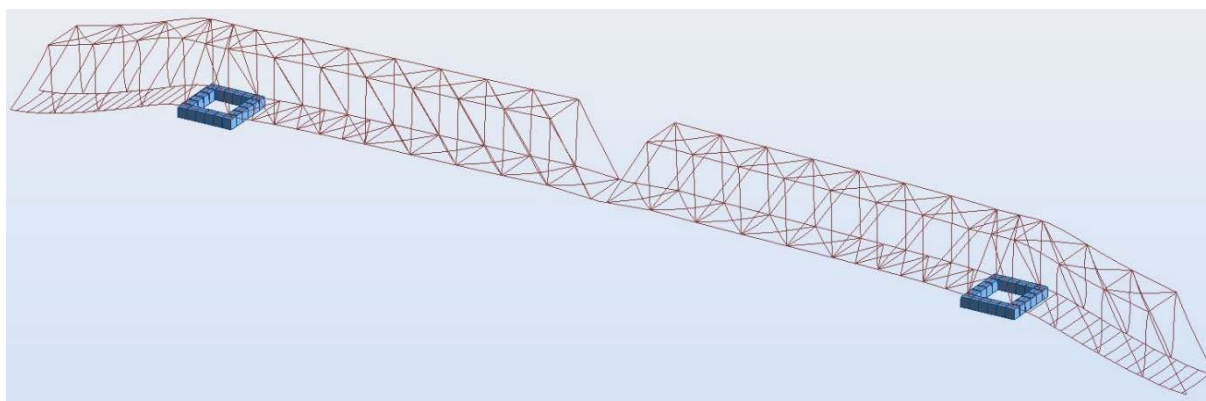


Figura 5.53 – 8º modo de vibração

Ao contrário do 4º modo, o 1º, o 7º e o 8º apresentam deformadas que sugerem combinações de ações mais frequentes de ocorrer.

Quanto aos restantes modos de vibração, não é previsível que possam ser excitados pela caminhada dos peões, logo, nesta obra, não são alvo de uma análise mais aprofundada.

## 6 CONSTRUÇÃO E FUNCIONAMENTO DA ESTRUTURA

### 6.1 PROCESSO CONSTRUTIVO

Uma das grandes vantagens deste projeto é o facto de, devido à capacidade rotativa da ponte, não ser necessária uma interrupção do tráfego rodoviário para a sua execução, ou seja, é possível construir a estrutura sem a suspender sobre a estrada e depois rodá-la para a sua posição final.

Para tal, é necessário em primeiro lugar executar as sapatas de fundação, sendo imperativo criar as devidas acessibilidades para todas as máquinas e aparelhos responsáveis por este processo (giratórias, *dumpers*, camiões de betão, etc.).

Na próxima fase procede-se à construção de dois pilares circulares em betão armado, limitados inferiormente pelas respetivas sapatas, que vão ligar no topo, por intermédio de chumbadouros, aos rolamentos de giro, tal como no caso da Figura 4.16. É agora altura de executar o resto dos apoios, isto é, materializar o esquema descrito desde a Figura 4.18 até à Figura 4.21.

Estão assim reunidas as condições para dar início à montagem dos perfis de GFRP. Na Figura 6.1 observam-se as primeiras partes da treliça a serem incorporadas na estrutura.

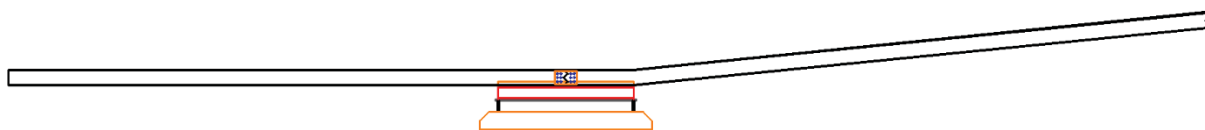


Figura 6.1 - Ligação dos dois primeiros segmentos (longarina inferior)

Os segmentos das longarinas inferiores são aparafusados aos apoios e posteriormente recebem os núcleos de rigidez (Figura 6.2), bem como as peças metálicas que vão de servir de suporte aos contrapesos (Figura 4.23) e os contraventamentos inferiores correspondentes a esta fase<sup>89</sup> (Figura 6.3).

<sup>89</sup> Até ao extremo dos primeiros segmentos de longarinas inferiores.

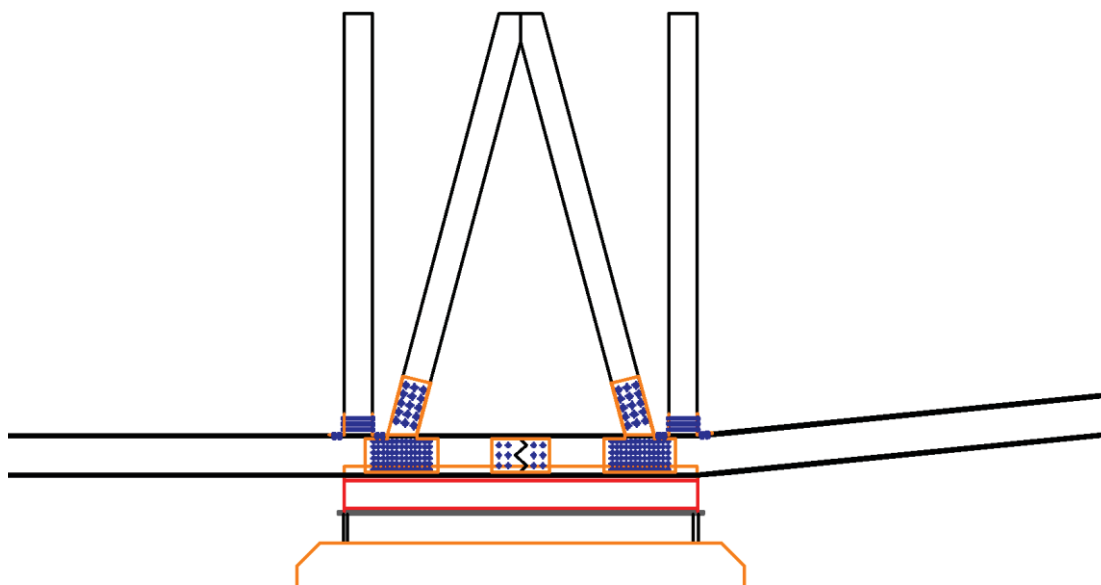


Figura 6.2 - Ligação de um núcleo de rigidez à longarina inferior

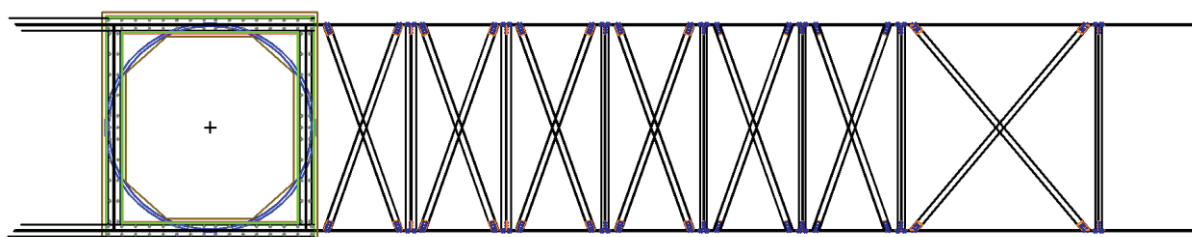


Figura 6.3 - 1ª fase de contraventamentos inferiores

Enquanto se realiza o processo descrito anteriormente, em estaleiro procede-se à montagem da parte da treliça representada na Figura 6.4.

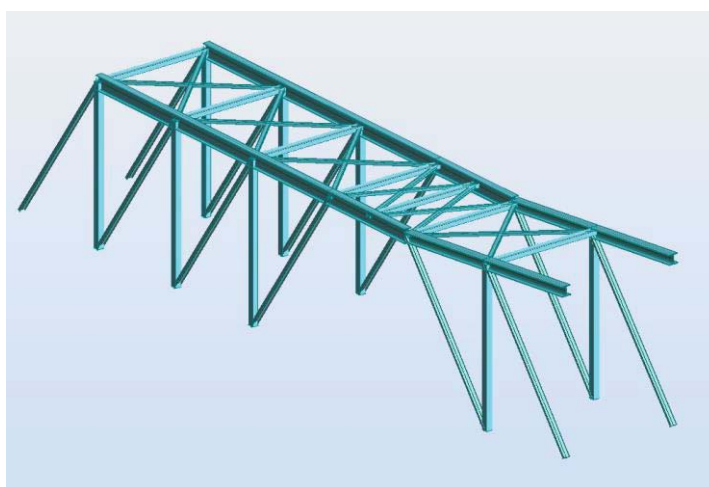


Figura 6.4 - 1º módulo superior



O próximo passo é efetuar a respetiva ligação aos segmentos das longarinas inferiores já implantados. Para esse efeito é necessário recorrer a equipamentos de elevação (gruas ou guindastes) de modo a transportar, suspender e colocar as subestruturas nos devidos locais para serem aparafusadas à estrutura montada até esta fase (Figura 6.5).

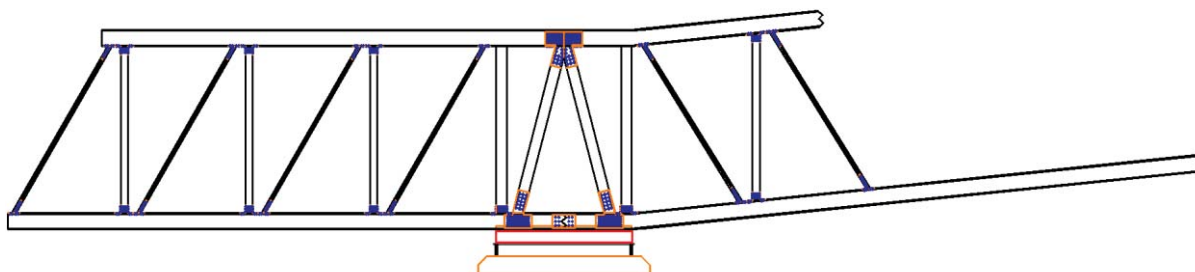


Figura 6.5 - Ligação do 1º módulo superior

É agora altura de conectar o último segmento de cada longarina superior, juntamente com os restantes contraventamentos superiores e mais algumas barras verticais e diagonais (Figura 6.6 e Figura 6.7).

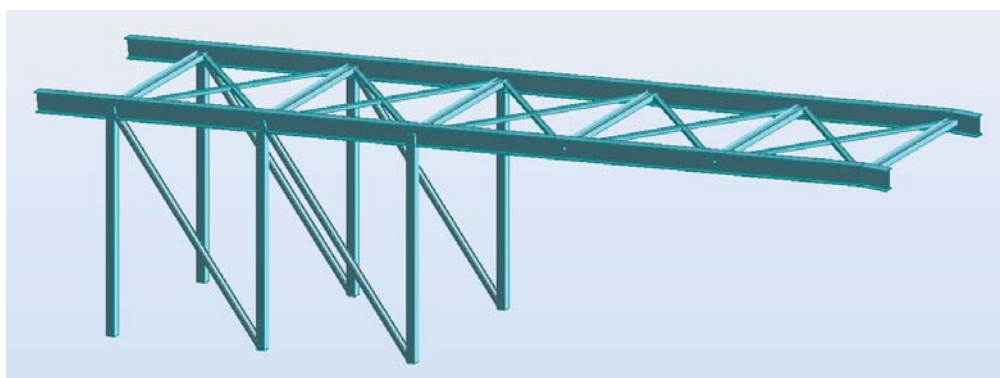


Figura 6.6 - 2º módulo superior

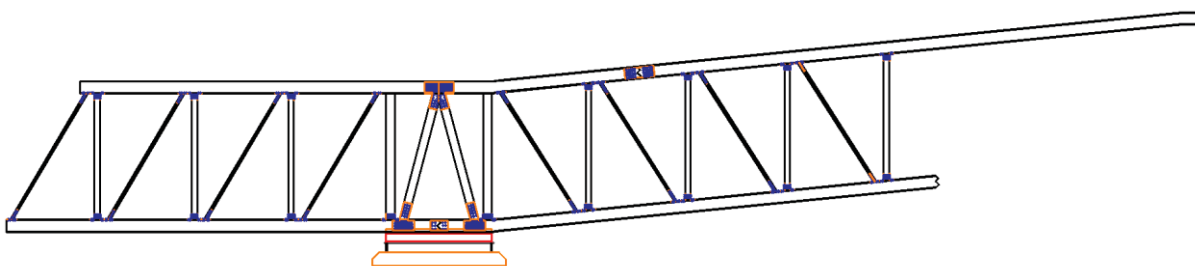


Figura 6.7 - Ligação do 2º módulo superior

Para completar a treliça, basta adicionar um último módulo inferior (Figura 6.8) em cada metade (Figura 6.9).

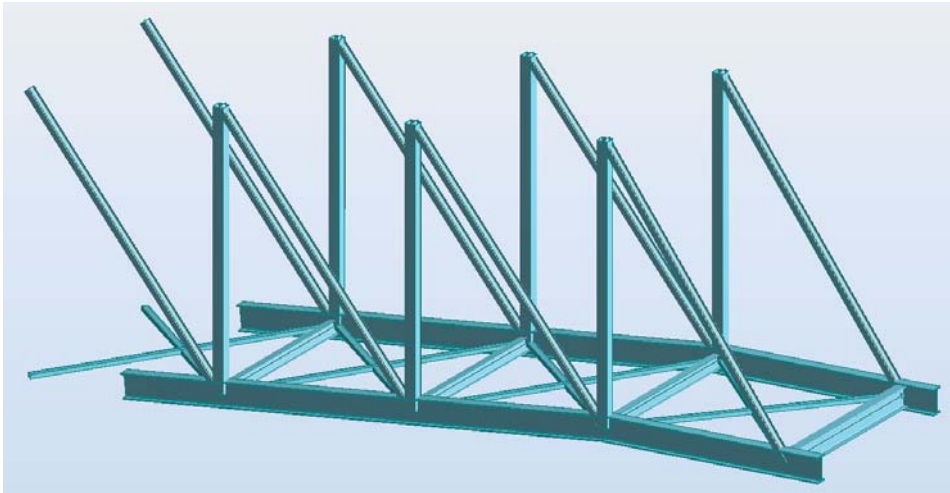


Figura 6.8 - Módulo inferior

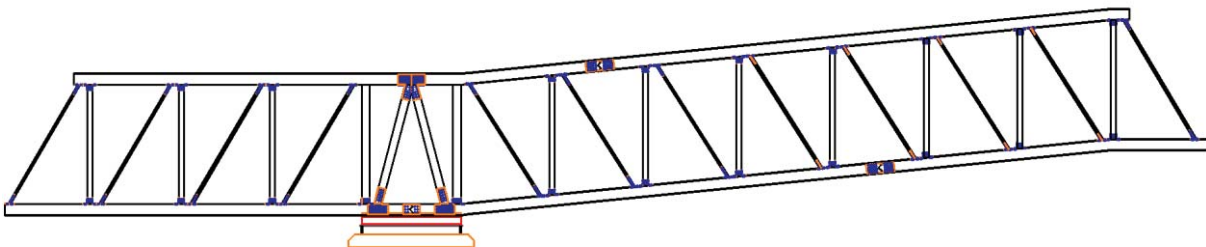


Figura 6.9 - Meia treliça

De salientar que a montagem deste módulo inferior se torna mais simples quando auxiliada por uma plataforma elevatória ou andaimes que o suporte na devida posição para se realizar as respetivas ligações aparafusadas.

Neste momento, a estrutura evidencia uma assimetria mais acentuada em relação aos apoios, sendo por isso prudente incorporar 8 contrapesos<sup>90</sup> à consola mais curta, à medida que se vão aplicando as placas de pavimento na mais longa, de modo a garantir um maior balanceamento da estrutura.

Recorrendo novamente a uma plataforma elevatória, acopla-se a junta de ligação às extremidades das partes centrais, enquanto nos outros extremos se vão colocando os contrapesos<sup>91</sup> em falta.

Resta aplicar as placas de pavimento sobre os apoios e sobre as consolas mais curtas, intercaladas por uma grelha responsável por garantir a drenagem do tabuleiro (Figura 5.34) para estar construída uma estrutura muito semelhante àquela representada na Figura 6.10, Figura 6.11 e na Figura 6.12, sendo que, ao colocá-la no local de implantação, terá o aspeto da Figura 6.13<sup>92</sup>.

<sup>90</sup> Cada contrapeso tem 1 metro de desenvolvimento.

<sup>91</sup> Esta manobra pode ser efetuada por uma empilhadora, por exemplo.

<sup>92</sup> Ver desenhos “alçado da ponte” e “malhas de contraventamentos” no Capítulo 7.



Figura 6.10 - Estrutura final (1)

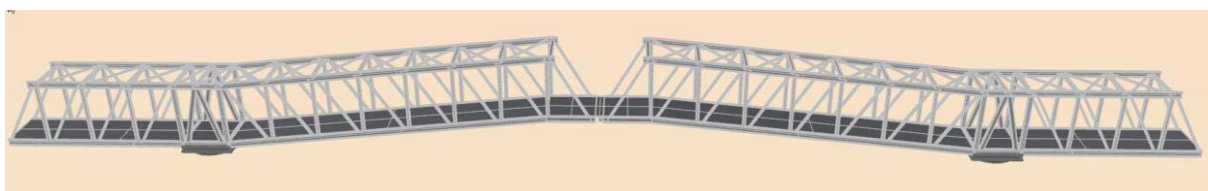


Figura 6.11 - Estrutura final (2)



Figura 6.12 - Estrutura final (3)

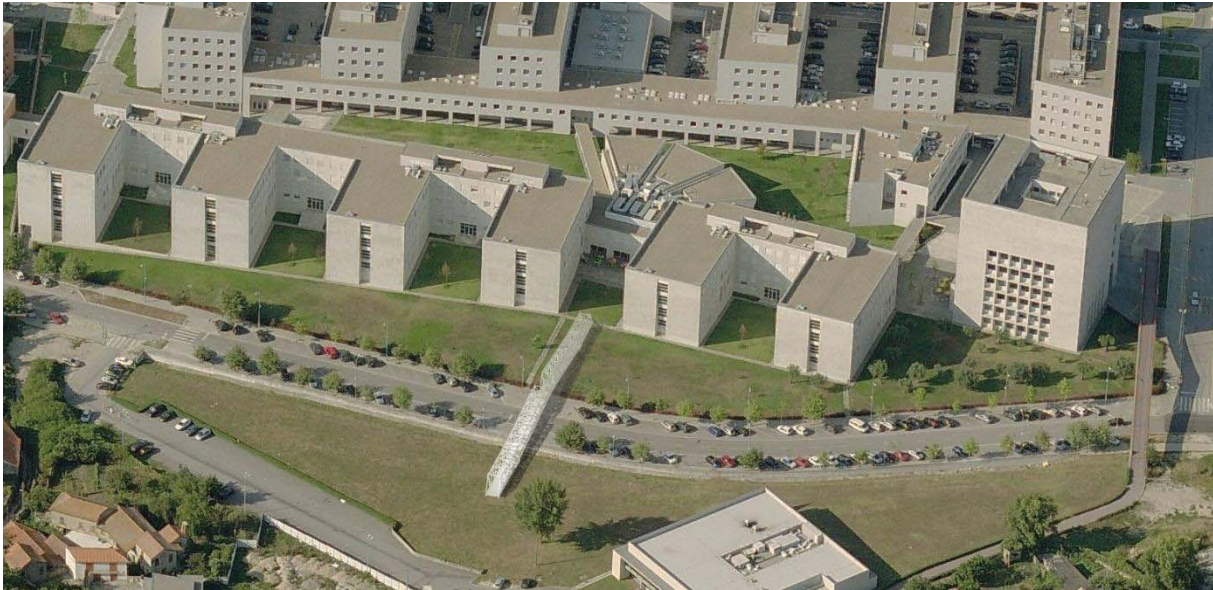


Figura 6.13 - Fotomontagem da ponte

De referir que, apesar de não serem temas aprofundados nesta dissertação, é também necessário criar os acessos à ponte, bem como incorporar as guardas de proteção em todo o seu desenvolvimento.

É fundamental que, durante o processo construtivo, se efetue o registo das cotas de diferentes pontos da estrutura de forma a avaliar e comparar os deslocamentos previstos teoricamente com os reais, e proceder, caso necessário, a alguma correção.

## 6.2 ORÇAMENTO

Neste capítulo pretende-se balizar o valor do investimento necessário para a execução deste projeto. No que diz respeito aos materiais a utilizar, aquele que é mais predominante nesta estrutura, GFRP, apresenta custos relativamente elevados face a outros materiais mais correntes na construção civil (aço, betão, pedra, etc.). Este é um facto previsível, pois trata-se de um material utilizado há um período relativamente curto e a sua produção ainda é um processo dominado por um leque reduzido de empresas. No que diz respeito aos perfis da dinamarquesa *Fiberline*, encontram-se no Anexo A5 os preços praticados pela empresa nos perfis estruturais, placas de pavimento e nas chapas de ligação (*brackets*).

Para estimar o custo dos elementos de betão armado é considerado um preço por metro cúbico de betão (incluindo já a mão-de-obra) de 250 €/m<sup>3</sup> nas fundações, 420 €/m<sup>3</sup> nos pilares e de 180 €/m<sup>3</sup> nos contrapesos.

A principal parcela do investimento neste projeto é a destinada aos apoios rotativos. De modo a estimar o custo destes dois elementos, procurou-se saber o preço de aparelhos da mesma família aplicados com funcionalidades semelhantes em outras estruturas. Esta pesquisa revelou valores muito aproximados, na ordem dos 200 000 €, em dois projetos distintos. Porém, em ambos os casos trata-se de um rolamento de giro na ordem dos 2 m de diâmetro e, no caso da presente dissertação, esse diâmetro aumenta para os 3 m e a unidade para duas. Tudo isto leva a crer que o aumento no custo unitário devido a uma maior quantidade de material seja atenuado pelo facto de as duas peças partilharem o mesmo projeto para a sua execução. Assim sendo, atribui-se um custo de 250 000 € a cada unidade.

O aço inoxidável aplicado nas peças responsáveis por realizar a operação de fecho da ponte tem um preço de aproximadamente 3.74 €/kg, sendo que ao adicionar os custos associados ao processo de fabrico, este valor sobe para perto dos 6.00 €/kg, no qual já fica incluída a mão-de-obra da aplicação do teflon, que tem um preço a rondar os 25 €/kg. Os aparelhos hidráulicos responsáveis por garantir o fecho/abertura dos ferrolhos do negativo da junta e os de rodar o tabuleiro na parte central têm condições de ser fabricados na própria Faculdade, contudo, é necessário considerar as despesas de material, pelo que é arbitrado um custo de 3000 €.

O esqueleto estrutural é inteiramente conectado por intermédio de ligações aparafusadas, fazendo com que os parafusos em aço inoxidável assumam uma parcela relevante no orçamento desta obra. No caso das ligações dos perfis tubulares, é necessário atravessar a parte oca da secção e é pouco comum utilizarem-se parafusos com um comprimento tão elevado, optando-se antes pelo recurso a varões roscados com uma porca em cada extremidade.

As maiores dúvidas desta orçamentação estão relacionadas com as despesas de transporte do GFRP desde o local de fabrico até à obra, bem como nos valores relacionados com a mão-de-obra, pois a ausência de projetos do mesmo género no País faz com que não exista um termo de comparação. Porém, a simplicidade de montagem é um dos principais trunfos deste material, conduzindo assim à conclusão de que os custos associados a esta parcela são, muito provavelmente, baixos. No presente trabalho, considera-se que para concluir a superestrutura de GFRP são necessários 8 operários, a trabalhar durante 10 dias, com um vencimento médio de 10 €/h.

A Tabela 6.1 descreve o preço dos materiais, trabalhos e elementos necessários para a execução da ponte laboratório sobre a Via Estruturante da FEUP.



Tabela 6.1 - Estimativa orçamental

Elementos	Material	Quantidade	Custo unitário	Custo Parcial (€)
Superestrut ura	Perfis GFRP	-	-	79 666.93
	Placas de tabuleiro	443.34 m	52.79 €/m	23 403.92
	Chapas	-	-	13 212.00
	Parafusos	M8	2352 un.	0.2494 €/un
		M10	1624 un.	0.4402 €/un
		M12	2780 un.	0.6539 €/un
		M20	56 un.	2.2527 €/un
		V.R.12	576 un.	1.4852 €/un
	Mão-de-obra	-	-	6 400.00
Apoios	Rolamento de giro	2 un.	250 000 €/un	500 000.00
	Aço	1496.73 kg	1.80 €/kg	2 694.11
	Perfis	HE 240 M	1 507.5 kg	1 248 €/ton
		UPE 240	351.83 kg	1 132 €/ton
	Parafusos	M12	216 un.	0.6539 €/un
Betão	Pilares	7.42 m³	420 €/ m³	3 116.40
	Contrapesos	5.12 m³	180 €/ m³	921.60
	Fundações	5.60 m³	250 €/ m³	1 400.00
Junta	Aço inox	2379 kg	6 €/kg	14 274.00
	Teflon	16.99 kg	25 €/kg	424.73
	Perfis	UPE 200	68.4 kg	1 114 €/t
		L 80x80x8	57.78 kg	962 €/t
		L 100x65x7	52.62 kg	1 111 €/t
	Parafusos	M12	52 un.	0.6539 €/un
Outros	Suporte dos contrapesos (L180x180x15)	883.44 kg	1 250 €/t	1 104.30
	Gruas	2 un. (10dias)	240 €/dia	4 800.00
	Terraplanagens	-	-	2 000.00
	Acabamentos	-	-	20 000.00
Custo total:				680 168.50

### 6.3 A PONTE COMO UM LABORATÓRIO

Um dicionário define laboratório como sendo um local onde se realizam experiências e análises, logo, uma ponte laboratório, é uma ponte onde se processam essas tais experiências e análises. Porém, se a estrutura não for aberta a alterações, ao fim de um certo período de tempo todos os seus parâmetros podem ser determinados e fica-se sem nada de novo para estudar, o que é exatamente o oposto do pretendido.

O grande objetivo é fazer com que este projeto envolva diversas especialidades de Engenharia e esteja à disposição como um objeto de estudo e de teste/ensaio para todas essas especialidades. De entre os possíveis “interessados” nesta obra tem-se:

- A Engenharia Civil, que nos últimos anos tem direcionado muita atenção para os dispositivos de controlo de vibrações, tem aqui uma estrutura onde pode ensaiá-los;
- A Engenharia Eletrotécnica e Informática em cooperação com a Civil para desenvolverem novos dispositivos e técnicas de monitorização;
- A Engenharia Mecânica no dimensionamento dos apoios e da junta de ligação;
- A Engenharia de Materiais para criar ligações resistentes à corrosão e que repetidamente possam ser aparafusadas e desaparafusadas, no estudo das propriedades do GFRP em combinação com o betão<sup>93</sup>, novos pavimentos, etc..

De salientar que graças à capacidade rotativa desta ponte, caso seja necessário proceder à instalação, remoção ou alteração de algum elemento, basta rodar cada uma das metades para a respetiva “margem” e não há necessidade de interromper o trânsito na Via Estruturante.

#### 6.3.1 DISPOSITIVOS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

Normalmente dimensionam-se os dispositivos de controlo de vibrações caso possam vir a surgir ou mesmo depois de surgirem problemas oscilatórios, mas, nesta estrutura, existe a possibilidade de criar esse tipo de problemas (acoplando massas localizadas ou reduzindo a rigidez das barras) para testar a eficiência dos aparelhos de controlo, dado que ainda existe uma certa incerteza quanto ao dimensionamento destes.

Os amortecedores de massas sintonizadas têm sido alvo de estudo na FEUP. Exemplo disso é o TMD semiativo instalado na ponte pedonal sobre a Via Estruturante apresentado na Figura 6.14.

---

<sup>93</sup> Ver 4.5.4



Figura 6.14 - TMD semiativo instalado numa ponte pedonal (FEUP)

Este tipo de aparelhos, que tanto podem controlar vibrações verticais como laterais, são materializados através de uma massa adicional que se liga à estrutura por intermédio de uma mola e um amortecedor (Figura 6.15).

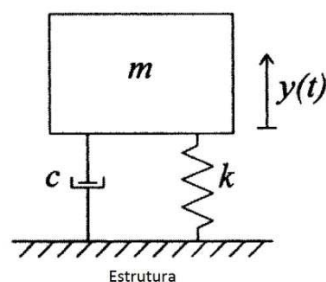


Figura 6.15 – Modelo esquemático de um TMD

Por se tratar de um dispositivo de controlo passivo, só quando um modo de vibração é excitado é que é exercida uma reação que atua em sentido contrário ao movimento da estrutura, atenuando assim as vibrações registadas (Moutinho, 1998). Normalmente, o controlo do primeiro modo relevante é suficiente para baixar o nível de oscilações, bastando a introdução de um só TMD, todavia, um dos desafios que se pode propor para o futuro é o controlo de mais do que um modo de vibração, recorrendo a vários TMD's ou outra solução mais arrojada.

Um outro dispositivo, sobretudo vocacionado para controlar as vibrações laterais, são os amortecedores de colunas líquidas sintonizadas. O funcionamento de um TLCD baseia-se no movimento de uma coluna líquida no interior de um tubo em forma de U para contrariar as ações externas aplicadas. O amortecimento é conseguido através da passagem do fluido por um orifício, que, no caso dos TLCD's semiativos (Figura 6.16), pode ser regulado por intermédio de uma válvula pneumática controlada eletronicamente. Esta última alternativa permite uma maior otimização do dispositivo, porém, ainda não existem resultados experimentais muito consistentes nem modelos teóricos perfeitamente fiáveis para o



seu dimensionamento, surgindo assim mais uma possível área de investigação futura que pode tirar proveito desta ponte laboratório.

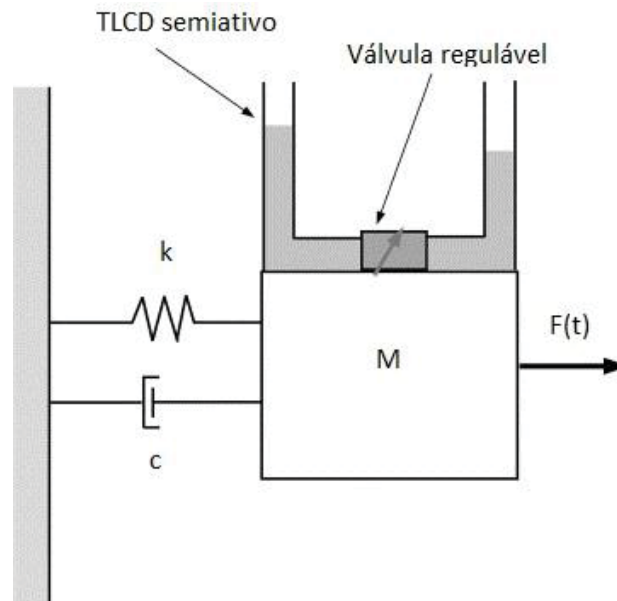


Figura 6.16 - Modelo esquemático de um TLCD semiativo

Existe ainda a possibilidade de controlar as vibrações da estrutura com um tipo de amortecedores hidráulicos (Figura 6.17) que têm funcionamento semelhante aos de um automóvel.

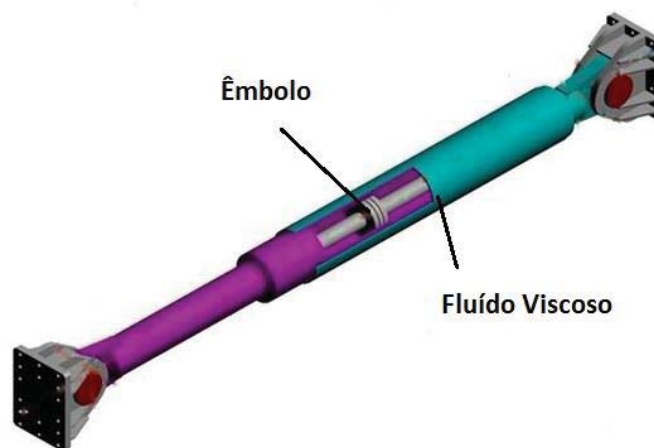


Figura 6.17 - Amortecedor

O movimento do êmbolo dentro do fluido viscoso gera uma dissipação de energia, criando assim o pretendido amortecimento estrutural. Uma outra sugestão para o futuro é a de, após algumas adaptações, testar estes elementos no lugar de barras que formam o esqueleto estrutural.

Uma medida mais ousada de controlo de vibrações proposta neste trabalho consiste na incorporação de cabos ativos (Figura 6.18) que introduzem ações na estrutura em função do(s) modo(s) de vibração excitado/s<sup>94</sup>.

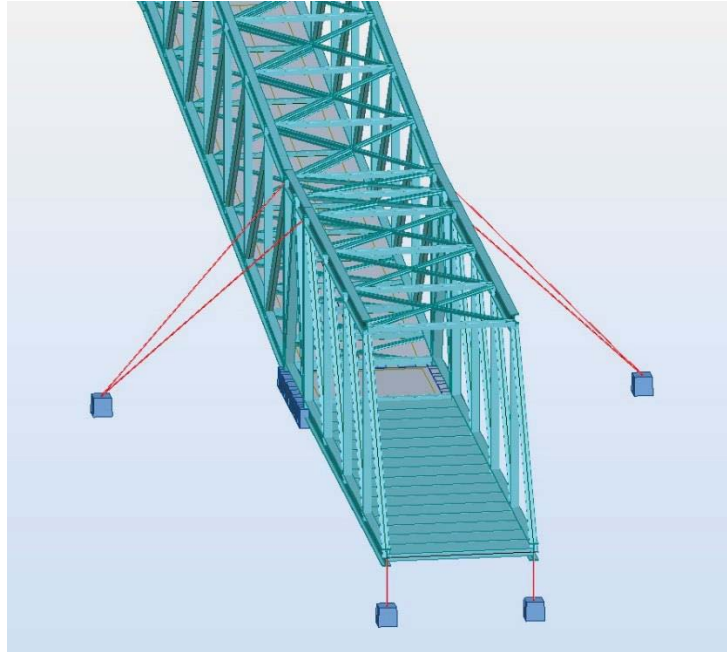


Figura 6.18 - Proposta de integração de cabos ativos (a vermelho)

Um elemento que pode contribuir para o amortecimento estrutural são os corrimãos, pelo que poderiam também ser testadas diferentes opções e avaliar a sua influência no controlo de vibrações.

### 6.3.2 MONITORIZAÇÃO

Com o passar dos anos, cada vez se dá maior relevância à utilização de meios experimentais para caracterizar sistemas estruturais e, com a evolução da eletrónica, os dispositivos de monitorização estão a tornar-se progressivamente mais versáteis e baratos. Um outro ponto que também tem evoluído significativamente nos anos mais recentes são os modelos numéricos gerados em *softwares* de cálculo automático para realizar análises estáticas e dinâmicas de estruturas. Porém, é muito comum a falta de rigor neste tipo de programas, sobretudo na definição das propriedades físicas e do comportamento estrutural, conduzindo assim a resultados diferentes dos reais. Assim sendo, caso uma estrutura seja devidamente monitorizada, é possível calibrar os modelos de cálculo considerados e torná-los numa ferramenta cada vez mais robusta.

Hoje em dia, a grande maioria dos sistemas de monitorização assenta na instalação de sensores de base elétrica ou ótica que registam uma perturbação (deslocamento, velocidade ou aceleração) e transmitem o sinal de modo a ser interpretado pelos técnicos responsáveis.

---

<sup>94</sup> Este tipo de atuação pressupõe a criação de um algoritmo que converte os deslocamentos e acelerações registados em sensores em forças variáveis no tempo aplicadas nos cabos.

Recentes investigações têm incorporado materiais piezoelétricos em sensores de monitorização estrutural. O funcionamento destes dispositivos assenta no princípio da piezoelectricidade, isto é, a capacidade de gerar uma tensão elétrica na presença de uma tensão mecânica e vice-versa (Figura 6.19).

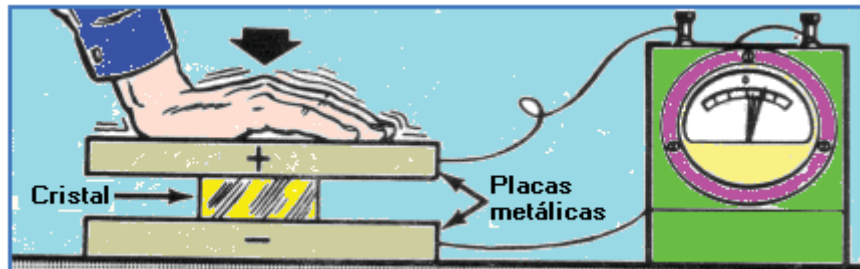


Figura 6.19 - Efeito piezoelétrico

Um outro tipo de sensores que também têm sido recentemente desenvolvidos são os de fibra ótica; estes aparelhos, ao serem perturbados por uma ação externa, alteram as propriedades da luz que se propaga na fibra ou sai na fibra na região de interação (Dias, 2008).



## 7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTURO

Terminada a obra, convém avaliar se o projeto respeita os 3 princípios fundamentais propostos no capítulo introdutório.

O conceito de ponte laboratório é, por si só, um conceito inovador. E, neste trabalho, elementos como a junta de ligação, os apoios rotativos, os perfis e placas de tabuleiro em GFRP são também símbolos de inovação.

A solução final é uma ponte passível de ser sucessivamente montada e desmontada, com diferentes soluções estruturais. Esta capacidade de alterar as características da estrutura permite obter distintos comportamentos da mesma (tornando-a num permanente objeto de estudo), podendo assim adaptar-se em função dos testes e ensaios a realizar no futuro.

Contudo, para a execução da estrutura falta ainda aprofundar alguns pontos, nomeadamente:

- Dimensionar os corrimãos e as fundações da estrutura. São contudo incluídos nos anexos os registos de dois ensaios SPT realizados nas imediações do apoio situado junto ao Bloco B. Todavia, face à ausência de dados geotécnicos em zonas próximas do outro local de apoio, existe a forte probabilidade de o solo nesta região ser de pior qualidade devido à proximidade de uma linha de água. Caso este projeto venha a ser executado, é indispensável a realização de sondagens em ambos os locais de apoio de modo a evitar problemas gerados por rotura do solo de fundação ou por assentamentos uniformes ou diferenciais;

- Confirmar, por via experimental, que os pressupostos de cálculo aqui considerados para o dimensionamento das secções que combinam perfis de GFRP com um núcleo de betão armado são válidos pelo lado da segurança;

- Analisar mais pormenorizadamente a junta de ligação. Apesar de ter sido criado um modelo que submete ambas as partes da peça ao esforço transversal máximo, não foi analisada a segurança em relação à colisão da língua contra a boca de correção no caso de um desnível entre as duas consolas, aquando da operação de fecho da ponte;

- Definir os elementos de fixação das placas de tabuleiro. Será prudente discutir esta questão diretamente com o fabricante de modo a compreender melhor as características dos elementos disponíveis em catálogo;

- Criar rampas de acesso para a ponte. Devido à falta de dados topográficos detalhados, não foram determinadas as terraplanagens a executar.

- Realizar uma análise dinâmica. Relativamente à resposta dinâmica de uma estrutura, é comum a discrepância entre o seu comportamento real e os resultados obtidos com *softwares* de cálculo automático. Este facto pode ser justificado por uma estimativa errada do amortecimento estrutural, ou mesmo por desvios na determinação das cargas que atuam permanentemente na estrutura. Tendo em conta que a pavimentação e as guardas não estão definidas e o amortecimento é uma incógnita, existe a forte possibilidade de uma análise dinâmica nesta fase preliminar do projeto conduzir a resultados desajustados da realidade.

O principal desenvolvimento futuro deste projeto certamente passará por um estudo mais aprofundado do funcionamento da estrutura no papel de laboratório, pois, na presente dissertação, esse tema foi abordado de um modo superficial, sendo dada prioridade à conceção e pormenorização de uma ponte que respeitasse os 3 princípios fundamentais que orientaram o trabalho.

Apesar dos significativos encargos financeiros que este projeto acarreta, faz todo o sentido olhá-lo como um investimento numa plataforma de experimentação à escala real, ao serviço do conhecimento e inovação.

## BIBLIOGRAFIA

- Alves, R.A.F. (2008). *Comportamento Dinâmico de Pontes sob a Acção Pedonal*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Arêde, A.. *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil 2012-13, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Azevedo, A. F. M., Fonseca, A. A. da e Oliveira, R. (2002), *Optimização da Forma de uma Ponte Metálica*, Métodos Numéricos en Ingeniería V, SEMNI, Espanha.
- Chastre, C. (2005), *Reforço de Pilares com Sistemas de FRP*, <http://pt.scribd.com/doc/22734968/reforco-de-pilares-com-FRP>. 7 de Abril de 2013.
- Correia, J. P. R. R. (2006), *Utilização de Perfis Pultrudidos de Fibra de Vidro (GFRP) na Construção*, Mestrado em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Csuka, B. e Kollár, L. P. (2011). *Design of Reinforced Concrete Columns under Centric Load According to Eurocode 2*. <http://fib.bme.hu/cs2011/vb2011%20angol%20CSUKA-KOLLAR%20page17-25.pdf>. 26 de Julho de 2013.
- Dias, Ireneu (2008). *Sistemas Ópticos de Sensorização em Larga Escala*. [http://www.unic.pt/images/stories/mctes/sistemas\\_opticos\\_de\\_sensorizacao\\_em\\_larga\\_escala.pdf](http://www.unic.pt/images/stories/mctes/sistemas_opticos_de_sensorizacao_em_larga_escala.pdf). 30 de Julho de 2013.
- Duarte, P.S. (2010). *Projecto de uma Ponte Pedonal sobre a Via Estruturante da FEUP*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- EN 1990 – *Bases para o Projecto de Estruturas*. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2002.
- EN 1991 – *Acções em Estruturas*. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2002.
- EN 1992 – *Projecto de Estruturas de Betão*. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2010.
- Fiberline Composites A/S. *Fiberline Design Manual*. 2003, Kolding, Dinamarca.
- Guillaume, P.. *Modal Analysis*. <http://mech.vub.ac.be/avrg/publications/ModalAnalysis.pdf>. 26 de Julho de 2013
- Heinemeyer, C., Butz, C., Keil, A., Schlaich, M., Goldack, A., Trometer, S., Lukić, M., Chabrolin, B., Lemaire, A., Martin, P., Cunha, A., Caetano, E. (2009). *Design of Lightweight Footbridges for Human induced Vibrations*. [http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:1MCNcZ2qDPsJ:https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssi/rak-11.3001/materiaali/Rak-11\\_3001\\_vibration-analysis\\_of\\_light\\_weight\\_briidges.pdf+&cd=1&hl=pt-PT&ct=clnk&gl=pt](http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:1MCNcZ2qDPsJ:https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssi/rak-11.3001/materiaali/Rak-11_3001_vibration-analysis_of_light_weight_briidges.pdf+&cd=1&hl=pt-PT&ct=clnk&gl=pt). 26 de Julho de 2013.
- <http://maps.google.pt/>. Acedido a 27 de Maio de 2013.
- Juvandes, L.F.P. (2003), *Apontamentos das aulas de Resistência dos Materiais*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Moutinho, C.M.R. (1998). *Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Nunes, S. C. B. (2001), *Betão auto-compactável: tecnologia e propriedades*, Universidade do Porto, Porto.

Reiterer, Michael (2004). *Control of Pedestrian-induced Bridge Vibrations by Tuned Liquid Column Dampers*, Third European Conference on Structural Control, 12-15 de Julho de 2004, Viena.

Teixeira, P. M. V. (2010), *Análise e Dimensionamento de Perfis Pultrudidos de GFRP*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.

Weber, F., Feltrin, G. e Huth, O., *Guidelines for Structural Control*. [http://www.samco.org/network/download\\_area/guidelines\\_sc.pdf](http://www.samco.org/network/download_area/guidelines_sc.pdf). 30 de Julho de 2013.

Winkelman, Thomas J. (2002). *Fiberglass Reinforced Polymer Composite Bridge Deck Construction in Illinois*. <http://www.dot.il.gov/materials/research/pdf/145.pdf>. 26 de Julho de 2013.

Chastre, C. (2005), *Reforço de Pilares com Sistemas de FRP*, <http://pt.scribd.com/doc/22734968/reforco-de-pilares-com-FRP>. 7 de Abril de 2013.







## **ANEXOS**

**A1 – FICHAS TÉCNICAS FIBERLINE**

**A2 – ELEMENTOS TOPOGRÁFICOS**

**A3 – ELEMENTOS GEOTÉCNICOS**

**A4 – CATÁLOGO DA ARCELORMITTAL**

**A5 – TABELAS DE PREÇOS FIBERLINE**

**A6 – PEÇAS DESENHADAS**







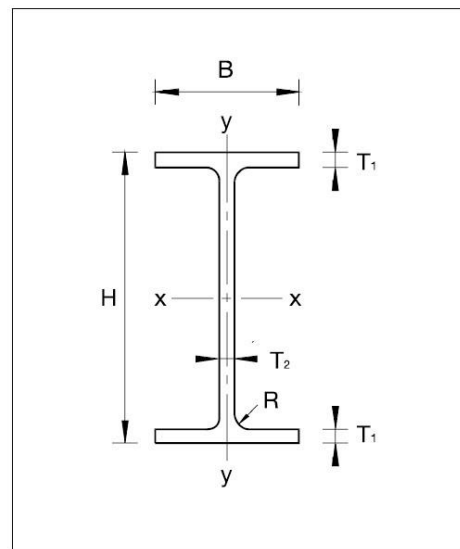
## **A1 – FICHAS TÉCNICAS FIBERLINE**





Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção y	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	242.4
2.25	215.4
2.50	191.5
2.75	170.6
3.00	152.4
3.25	136.6
3.50	122.8
3.75	110.8
4.00	100.3
4.25	91.1
4.50	83.1
4.75	76.0
5.00	69.7
5.25	64.1
5.50	59.1
5.75	54.7
6.00	50.7
6.25	47.2
6.50	44.0
6.75	41.0
7.00	38.4
7.25	36.0
7.50	33.8
7.75	31.8
8.00	30.0

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção x	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
0.50	257.7
0.60	216.0
0.70	181.3
0.80	153.0
0.90	130.0
1.00	111.3
1.10	96.0
1.20	83.4
1.30	73.1
1.40	64.4
1.50	57.1
1.60	51.0
1.70	45.7
1.80	41.2
1.90	37.4
2.00	34.0
2.10	31.0
2.20	28.5
2.30	26.2
2.40	24.2
2.50	22.4
2.60	20.7
2.70	19.3
2.80	18.0
3.00	15.8



Geometria	
H	160 mm
B	80 mm
T <sub>1</sub>	8 mm
T <sub>2</sub>	8 mm
R	8 mm

Propriedades da secção transversal	
A	2 487 mm <sup>2</sup>
I <sub>xx</sub>	9 661 724 mm <sup>4</sup>
W <sub>xx</sub>	120 772 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,y</sub>	1 216 mm <sup>2</sup>
I <sub>yy</sub>	690 774 mm <sup>4</sup>
W <sub>yy</sub>	17 269 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,x</sub>	1 024 mm <sup>2</sup>

Propriedades do material	
E <sub>0°</sub>	28 000 MPa
f <sub>c, 0°</sub>	240 MPa

Coeficientes parciais	
γ <sub>m,E</sub>	1.3
γ <sub>m,f</sub>	1.3

Valor de cálculo da resistência à tração	
	459.1 kN

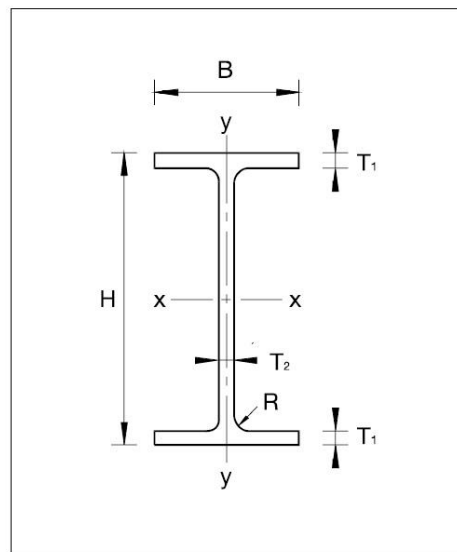
Peso próprio	
	4.48 kg/m

Comprimento de encurvadura	

Figura A1. 1 - Ficha técnica perfil I 160x80x8

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção y	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	456.3
2.25	416.0
2.50	378.7
2.75	344.6
3.00	313.6
3.25	285.7
3.50	260.6
3.75	238.2
4.00	218.1
4.25	200.2
4.50	184.1
4.75	169.7
5.00	156.7
5.25	145.1
5.50	134.6
5.75	125.2
6.00	116.6
6.25	108.9
6.50	101.8
6.75	95.4
7.00	89.6
7.25	84.2
7.50	79.3
7.75	74.8
8.00	70.6

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção x	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
0.50	478.2
0.60	417.0
0.70	362.2
0.80	314.5
0.90	273.7
1.00	239.0
1.10	209.7
1.20	184.8
1.30	163.7
1.40	145.7
1.50	130.4
1.60	117.2
1.70	105.8
1.80	95.9
1.90	87.2
2.00	79.7
2.10	73.0
2.20	67.1
2.30	61.9
2.40	57.3
2.50	53.1
2.60	49.4
2.70	46.0
2.80	43.0
3.00	37.7



Geometria	
H	200 mm
B	100 mm
T <sub>1</sub>	10 mm
T <sub>2</sub>	10 mm
R	10 mm

Propriedades da secção transversal	
A	3 886 mm <sup>2</sup>
I <sub>xx</sub>	23 588 193 mm <sup>4</sup>
W <sub>xx</sub>	235 882 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,y</sub>	1 900 mm <sup>2</sup>
I <sub>yy</sub>	1 686 460 mm <sup>4</sup>
W <sub>yy</sub>	33 729 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,x</sub>	1 600 mm <sup>2</sup>

Propriedades do material	
E <sub>0°</sub>	28 000 MPa
f <sub>c, 0°</sub>	240 MPa

Coeficientes parciais	
γ <sub>m,E</sub>	1.3
γ <sub>m,f</sub>	1.3

Valor de cálculo da resistência à tração	
	717.4 kN

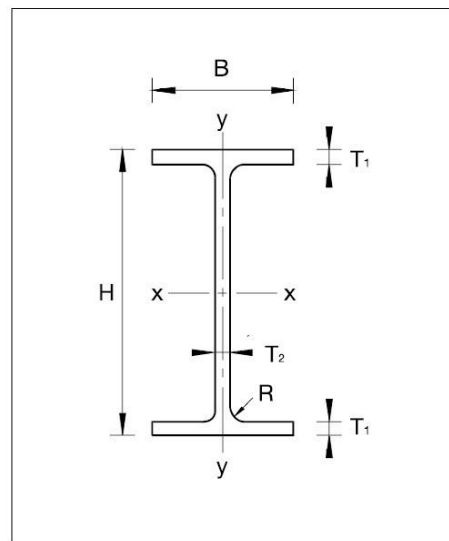
Peso próprio	
	6.99 kg/m

Comprimento de encurvadura	

Figura A1. 2 - Ficha técnica perfil I 200x100x10

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção y	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	1286.8
2.25	1221.1
2.50	1155.1
2.75	1090.0
3.00	1026.6
3.25	965.6
3.50	907.4
3.75	852.1
4.00	800.1
4.25	751.3
4.50	705.6
4.75	663.0
5.00	623.3
5.25	586.4
5.50	552.1
5.75	520.3
6.00	490.7
6.25	463.3
6.50	437.8
6.75	414.2
7.00	392.2
7.25	371.7
7.50	352.7
7.75	334.9
8.00	318.4

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção x	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
0.50	1320.5
0.60	1222.7
0.70	1124.2
0.80	1028.6
0.90	938.2
1.00	854.3
1.10	777.5
1.20	707.7
1.30	644.9
1.40	588.4
1.50	537.8
1.60	492.6
1.70	452.1
1.80	415.8
1.90	383.3
2.00	354.2
2.10	327.9
2.20	304.3
2.30	282.9
2.40	263.6
2.50	246.1
2.60	230.2
2.70	215.7
2.80	202.5
3.00	179.3



Geometria	
H	300 mm
B	150 mm
T <sub>1</sub>	15 mm
T <sub>2</sub>	15 mm
R	15 mm

Propriedades da secção transversal	
A	8 743 mm <sup>2</sup>
I <sub>xx</sub>	119 415 229 mm <sup>4</sup>
W <sub>xx</sub>	796 102 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,y</sub>	4 275 mm <sup>2</sup>
I <sub>yy</sub>	8 537 705 mm <sup>4</sup>
W <sub>yy</sub>	113 836 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,x</sub>	3 600 mm <sup>2</sup>

Propriedades do material	
E <sub>0°</sub>	28 000 MPa
f <sub>c, 0°</sub>	240 MPa

Coeficientes parciais	
γ <sub>m,E</sub>	1.3
γ <sub>m,f</sub>	1.3

Valor de cálculo da resistência à tração	
	1614.1 kN

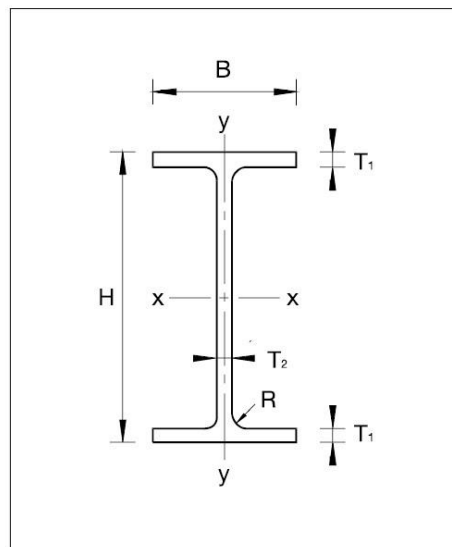
Peso próprio	
	15.7 kg/m

Comprimento de encurvadura	
L <sub>k</sub> =	L    0.7L    0.5L    2L

Figura A1. 3 - Ficha técnica perfil I 300x150x15

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção y	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	1975.4
2.25	1899.7
2.50	1821.6
2.75	1742.5
3.00	1663.3
3.25	1585.1
3.50	1508.4
3.75	1433.9
4.00	1362.0
4.25	1293.0
4.50	1227.1
4.75	1164.3
5.00	1104.8
5.25	1048.4
5.50	995.1
5.75	944.9
6.00	897.5
6.25	853.0
6.50	811.1
6.75	771.7
7.00	734.7
7.25	699.9
7.50	667.2
7.75	636.4
8.00	607.5

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção x	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
0.50	2013.4
0.60	1901.5
0.70	1784.3
0.80	1665.9
0.90	1549.3
1.00	1436.9
1.10	1330.2
1.20	1230.2
1.30	1137.3
1.40	1051.5
1.50	972.7
1.60	900.5
1.70	834.6
1.80	774.5
1.90	719.7
2.00	669.7
2.10	624.2
2.20	582.6
2.30	544.7
2.40	510.0
2.50	478.2
2.60	449.1
2.70	422.4
2.80	397.9
3.00	354.4



Geometria	
H	360 mm
B	180 mm
T <sub>1</sub>	18 mm
T <sub>2</sub>	18 mm
R	18 mm

Propriedades da secção transversal	
A	12 590 mm <sup>2</sup>
I <sub>xx</sub>	247 619 419 mm <sup>4</sup>
W <sub>xx</sub>	1 375 663 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,y</sub>	6 156 mm <sup>2</sup>
I <sub>yy</sub>	17 703 784 mm <sup>4</sup>
W <sub>yy</sub>	196 709 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,x</sub>	5 184 mm <sup>2</sup>

Propriedades do material	
E <sub>0°</sub>	28 000 MPa
f <sub>c, 0°</sub>	240 MPa

Coeficientes parciais	
γ <sub>m,E</sub>	1.3
γ <sub>m,f</sub>	1.3

Valor de cálculo da resistência à tração	
	2324.3 kN

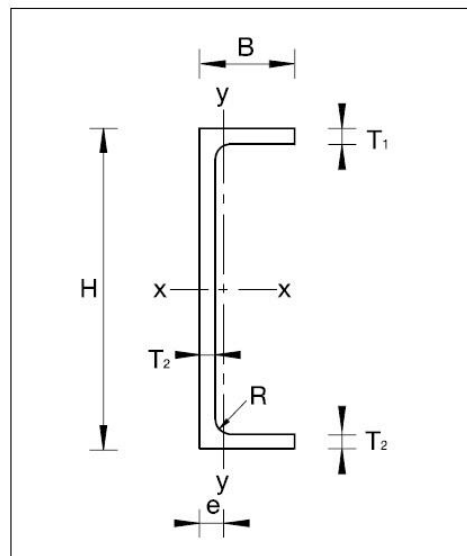
Peso próprio	
	22.7 kg/m

Comprimento de encurvadura	

Figura A1. 4 - Ficha técnica perfil I 360x180x18

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção y	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	554.9
2.25	512.1
2.50	471.6
2.75	433.6
3.00	398.4
3.25	366.2
3.50	336.7
3.75	310.0
4.00	285.7
4.25	263.7
4.50	243.8
4.75	225.8
5.00	209.5
5.25	194.7
5.50	181.3
5.75	169.1
6.00	158.0
6.25	147.8
6.50	138.6
6.75	130.1
7.00	122.4
7.25	115.3
7.50	108.7
7.75	102.7
8.00	97.2

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção x	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
0.50	520.0
0.60	449.3
0.70	387.2
0.80	333.9
0.90	288.8
1.00	251.0
1.10	219.2
1.20	192.5
1.30	170.0
1.40	151.0
1.50	134.8
1.60	120.9
1.70	108.9
1.80	98.6
1.90	89.6
2.00	81.8
2.10	74.9
2.20	68.8
2.30	63.4
2.40	58.6
2.50	54.3
2.60	50.5
2.70	47.0
2.80	43.9
3.00	38.5



Geometria	
H	240 mm
B	72 mm
T <sub>1</sub>	12 mm
T <sub>2</sub>	12 mm
R	12 mm

Propriedades da secção transversal	
A	4 382 mm <sup>2</sup>
I <sub>xx</sub>	33 241 391 mm <sup>4</sup>
W <sub>xx</sub>	277 012 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,y</sub>	2 592 mm <sup>2</sup>
I <sub>yy</sub>	1 711 704 mm <sup>4</sup>
W <sub>yy</sub>	31 671 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,x</sub>	1 469 mm <sup>2</sup>
e	18.0 mm

Propriedades do material	
E <sub>0°</sub>	28 000 MPa
f <sub>c, 0°</sub>	240 MPa

Coeficientes parciais	
γ <sub>m,E</sub>	1.3
γ <sub>m,f</sub>	1.3

Valor de cálculo da resistência à tração	
	808.9 kN

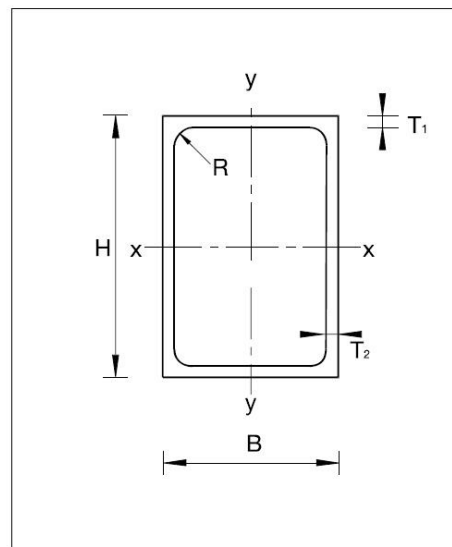
Peso próprio	
	7.888 kg/m

Comprimento de encurvadura	
	L <sub>k</sub> = L    0.7L    0.5L    2L

Figura A1. 5 - Ficha técnica perfil U 240x72x12

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção y	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	96.4
2.25	79.9
2.50	67.1
2.75	57.0
3.00	49.0
3.25	42.4
3.50	37.1
3.75	32.7
4.00	29.0
4.25	25.9
4.50	23.2
4.75	21.0
5.00	19.0
5.25	17.3
5.50	15.8
5.75	14.5
6.00	13.4
6.25	12.4
6.50	11.5
6.75	10.7
7.00	9.9
7.25	9.3
7.50	8.7
7.75	8.1
8.00	7.6

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção x	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	47.0
2.25	38.0
2.50	31.3
2.75	26.2
3.00	22.3
3.25	19.1
3.50	16.6
3.75	14.5
4.00	12.8
4.25	11.4
4.50	10.2
4.75	9.2
5.00	8.3
5.25	7.5
5.50	6.9
5.75	6.3
6.00	5.8
6.25	5.3
6.50	4.9
6.75	4.6
7.00	4.3
7.25	4.0
7.50	3.7
7.75	3.5
8.00	3.3



Geometria	
H	100 mm
B	60 mm
T <sub>1</sub>	8 mm
T <sub>2</sub>	8 mm
R	4 mm

Propriedades da secção transversal	
A	2 320 mm <sup>2</sup>
I <sub>xx</sub>	2 850 000 mm <sup>4</sup>
W <sub>xx</sub>	57 000 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,y</sub>	1 440 mm <sup>2</sup>
I <sub>yy</sub>	1 210 000 mm <sup>4</sup>
W <sub>yy</sub>	40 300 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,x</sub>	860 mm <sup>2</sup>

Propriedades do material	
E <sub>0°</sub>	23 000 MPa
f <sub>c, 0°</sub>	240 Mpa

Coeficientes parciais	
γ <sub>m,E</sub>	1.3
γ <sub>m,f</sub>	1.3

Valor de cálculo da resistência à tração
242.5 kN

Peso próprio
4.18 kg/m

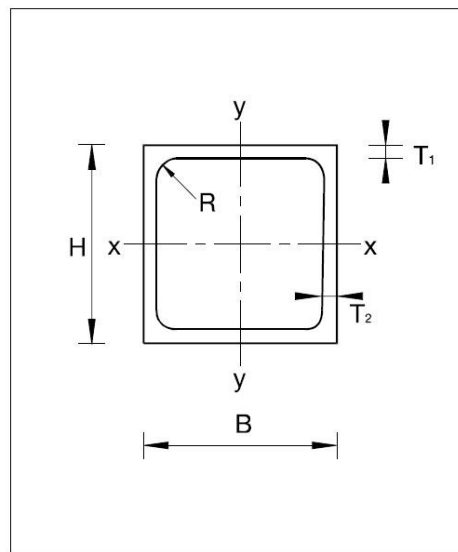
Comprimento de encurvadura
L <sub>x</sub> = L    0.7L    0.5L    2L

Figura A1. 6 - Ficha técnica perfil ST 100x60x8



Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção y	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	478.7
2.25	425.3
2.50	378.2
2.75	336.9
3.00	300.9
3.25	269.6
3.50	242.4
3.75	218.7
4.00	198.0
4.25	179.8
4.50	163.9
4.75	149.9
5.00	137.5
5.25	126.5
5.50	116.7
5.75	107.9
6.00	100.1
6.25	93.1
6.50	86.7
6.75	81.0
7.00	75.8
7.25	71.0
7.50	66.7
7.75	62.8
8.00	59.2

Valor de cálculo da resistência à compressão	
Encurvadura na direção x	
Comprimento de encurvadura (m)	Capacidade resistente (kN)
2.00	478.7
2.25	425.3
2.50	378.2
2.75	336.9
3.00	300.9
3.25	269.6
3.50	242.4
3.75	218.7
4.00	198.0
4.25	179.8
4.50	163.9
4.75	149.9
5.00	137.5
5.25	126.5
5.50	116.7
5.75	107.9
6.00	100.1
6.25	93.1
6.50	86.7
6.75	81.0
7.00	75.8
7.25	71.0
7.50	66.7
7.75	62.8
8.00	59.2



Geometria	
H	160 mm
B	160 mm
T <sub>1</sub>	8 mm
T <sub>2</sub>	8 mm
R	8 mm

Propriedades da secção transversal	
A	4 919 mm <sup>2</sup>
I <sub>xx</sub>	19 052 487 mm <sup>4</sup>
W <sub>xx</sub>	238 156 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,y</sub>	2 304 mm <sup>2</sup>
I <sub>yy</sub>	19 052 487 mm <sup>4</sup>
W <sub>yy</sub>	238 156 mm <sup>3</sup>
A <sub>k,x</sub>	2 304 mm <sup>2</sup>

Propriedades do material	
E <sub>0°</sub>	23 000 MPa
f <sub>c, 0°</sub>	240 Mpa

Coeficientes parciais	
γ <sub>m,E</sub>	1.3
γ <sub>m,f</sub>	1.3

Valor de cálculo da resistência à tração
908.1 kN

Peso próprio
8.85 kg/m

Comprimento de encurvadura

Figura A1. 7 - Ficha técnica perfil ST 160x160x8









## **A2 – ELEMENTOS TOPOGRÁFICOS**



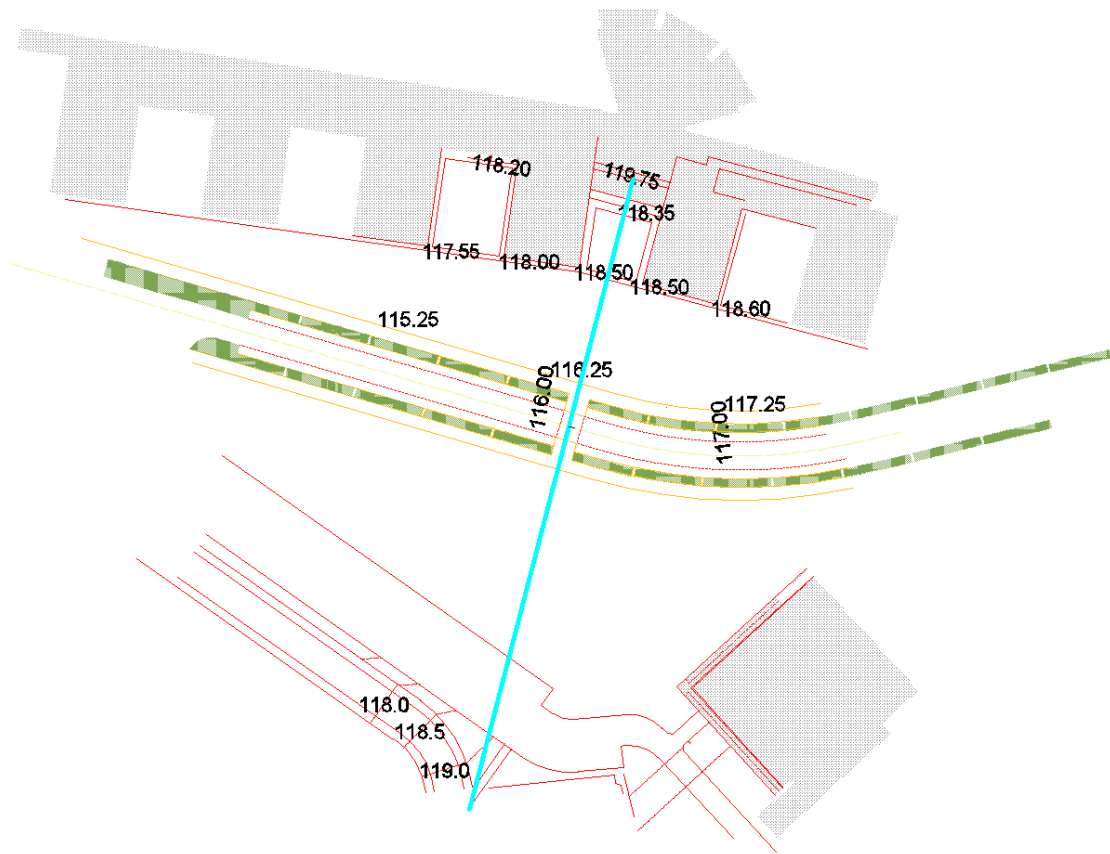


Figura A2. 1 - Perfil FEUP

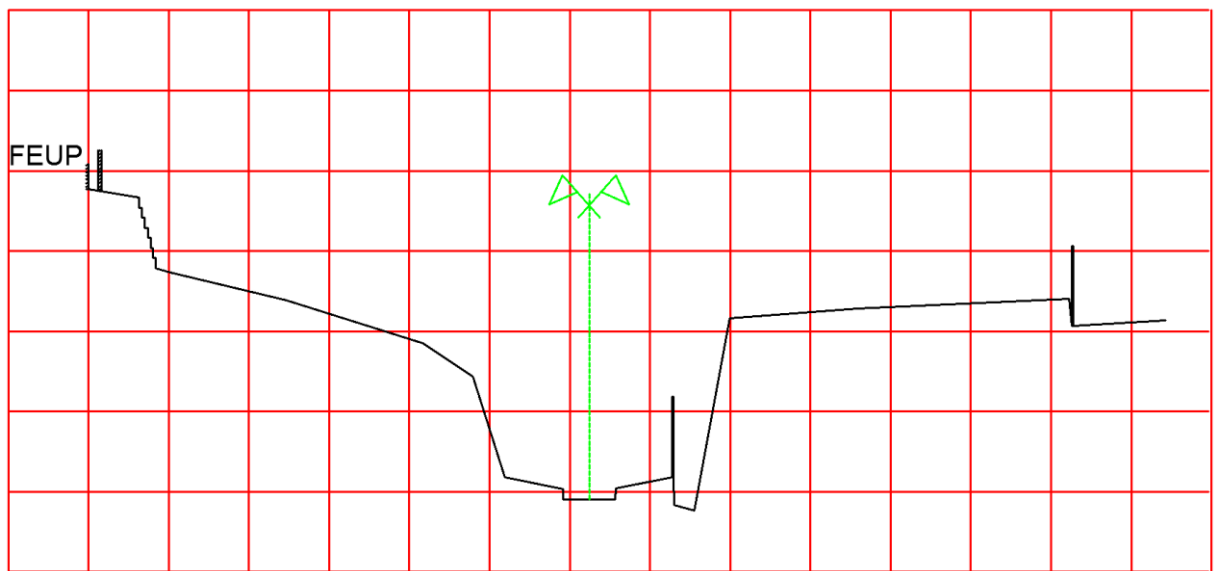


Figura A2. 2 – Perfil transversal da linha de implantação da ponte (cada espaçamento horizontal e vertical corresponde a 10 m e 1 m respetivamente)









### **A3 – ELEMENTOS GEOTÉCNICOS**



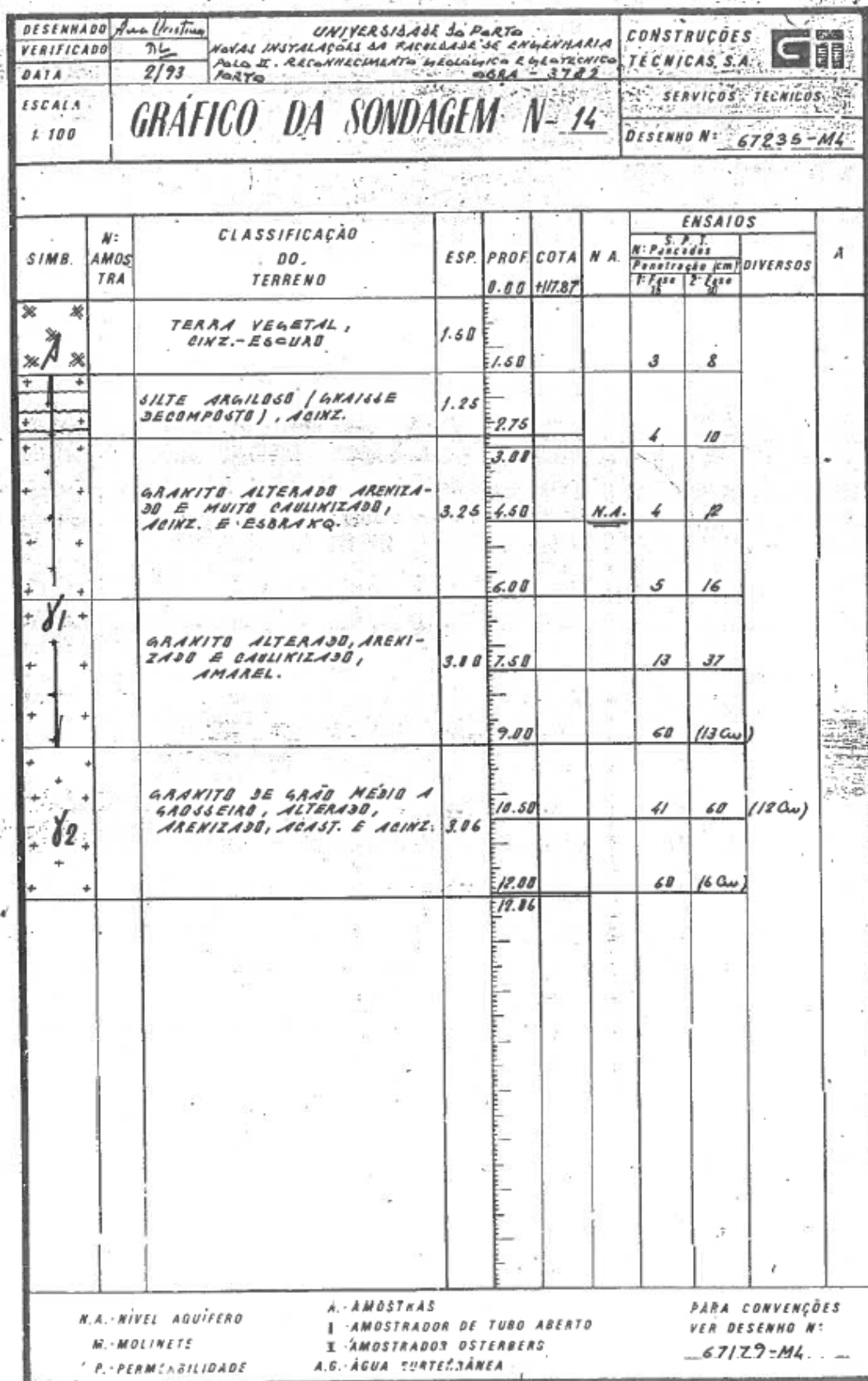


Figura A3. 1 – Sondagem nº 14 (esta sondagem foi realizada no âmbito da execução da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, muito próxima do local de implantação do apoio junto ao Bloco B)

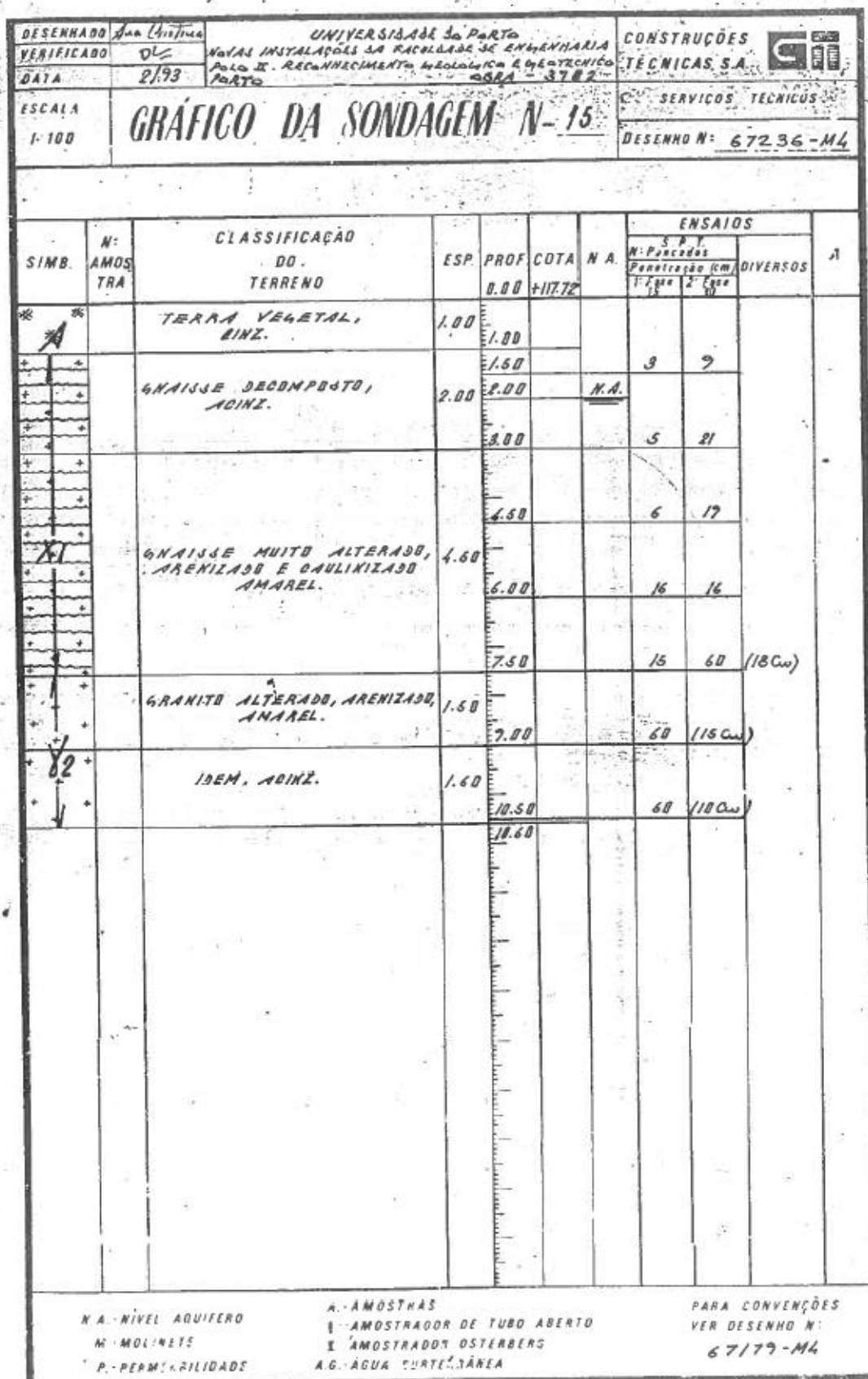


Figura A3. 2 - Sondagem nº 15 (esta sondagem foi realizada no âmbito da execução da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, muito próxima do local de implantação do apoio junto ao Bloco B)





## **A4 – CATÁLOGO DA ARCELORMITTAL**





Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen				Surface Oberfläche	
G	h=b	t	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	A	z <sub>s</sub> =y <sub>s</sub>	v	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>c</sub>	
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm x10	mm x10	mm x10	mm x10	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	
L 80 x 80 x 5 <sup>*</sup>	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L 80 x 80 x 6 <sup>*/*</sup>	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L 80 x 80 x 7 <sup>*</sup>	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L 80 x 80 x 8 <sup>*</sup>	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L 80 x 80 x 10 <sup>*</sup>	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26
L 180 x 180 x 13 <sup>+/*</sup>	35,7	180	13	18	9,0	45,5	4,90	12,73	6,93	6,35	0,705	19,74
L 180 x 180 x 14 <sup>+/*</sup>	38,3	180	14	18	9,0	48,8	4,94	12,73	6,99	6,36	0,705	18,40
L 180 x 180 x 15 <sup>+/*</sup>	40,9	180	15	18	9,0	52,1	4,98	12,73	7,05	6,37	0,705	17,23
L 180 x 180 x 16 <sup>+/*/*</sup>	43,5	180	16	18	9,0	55,4	5,02	12,73	7,10	6,38	0,705	16,20
L 180 x 180 x 17 <sup>+/*</sup>	46,0	180	17	18	9,0	58,7	5,06	12,73	7,16	6,40	0,705	15,30
L 180 x 180 x 18 <sup>+/*/*</sup>	48,6	180	18	18	9,0	61,9	5,10	12,73	7,22	6,41	0,705	14,50
L 180 x 180 x 19 <sup>+/*</sup>	51,1	180	19	18	9,0	65,1	5,14	12,73	7,27	6,42	0,705	13,78
L 180 x 180 x 20 <sup>+/*</sup>	53,7	180	20	18	9,0	68,3	5,18	12,73	7,33	6,44	0,705	13,13

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte								Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v			Pure compression						
	I <sub>y</sub> =I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub> mm x10	I <sub>u</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>u</sub> mm x10	I <sub>v</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>v</sub> mm x10	I <sub>yz</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	S235	S355					
G kg/m															
L 80 x 80 x 5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	3	4	✓			
L 80 x 80 x 6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	3	3	✓			
L 80 x 80 x 7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	1	3	✓			
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	1	2	✓			
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	✓			
L 180 x 180 x 13	35,7	1396	106,5	5,54	2220	6,99	571,7	3,55	-824,4	3	3	4	✓	✓	✓
L 180 x 180 x 14	38,3	1493	114,3	5,53	2375	6,98	611,4	3,54	-881,8	3	3	3	✓	✓	✓
L 180 x 180 x 15	40,9	1589	122,0	5,52	2527	6,96	650,6	3,53	-938,0	2	3	3	✓	✓	✓
L 180 x 180 x 16	43,5	1682	129,7	5,51	2675	6,95	689,4	3,53	-993,0	2	3	3	✓	✓	✓
L 180 x 180 x 17	46,0	1775	137,2	5,50	2822	6,94	727,9	3,52	-1047	1	3	3	✓	✓	✓
L 180 x 180 x 18	48,6	1866	144,7	5,49	2965	6,92	766,0	3,52	-1100	1	2	3	✓	✓	✓
L 180 x 180 x 19	51,1	1955	152,1	5,48	3106	6,91	803,8	3,51	-1151	1	2	3	✓	✓	✓
L 180 x 180 x 20	53,7	2043	159,4	5,47	3244	6,89	841,3	3,51	-1202	1	1	2	✓	✓	✓

Figura A4. 1 – Ficha técnica perfis L 80x80x8 e L 180x180x15

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Position des axes Position of axes Lage der Achsen									Surface Oberfläche	
G kg/m	h mm	b mm	t mm	r <sub>1</sub> mm	r <sub>2</sub> mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	z <sub>s</sub> mm x10	y <sub>s</sub> mm x10	v <sub>1</sub> mm x10	v <sub>2</sub> mm x10	u <sub>1</sub> mm x10	u <sub>2</sub> mm x10	u <sub>3</sub> mm x10	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>C</sub> m <sup>2</sup> /t		
L 100 x 65 x 7	8,77	100	65	7	10	5,0	11,2	3,23	1,51	6,83	4,90	2,64	3,44	1,66	0,321	36,66	
L 100 x 65 x 8	9,94	100	65	8	10	5,0	12,7	3,27	1,55	6,81	4,92	2,69	3,43	1,69	0,321	32,32	
L 100 x 65 x 9*	11,1	100	65	9	10	5,0	14,1	3,32	1,59	6,78	4,94	2,74	3,42	1,72	0,321	28,94	
L 100 x 65 x 10	12,3	100	65	10	10	5,0	15,6	3,36	1,63	6,76	4,96	2,79	3,41	1,75	0,321	26,23	
L 100 x 65 x 12	14,5	100	65	12	10	5,0	18,5	3,44	1,71	6,72	4,99	2,88	3,40	1,81	0,321	22,17	

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10025:2001	
	axe y-y axis y-y Achse y-y			axe z-z axis z-z Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v									
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm x10	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm x10	I <sub>u</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	i <sub>u</sub> mm x10	I <sub>v</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	i <sub>v</sub> mm x10	I <sub>yz</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	α °	S235				S355
L 100 x 65 x 7	8,8	112,5	16,61	3,17	37,58	7,53	1,83	128,2	3,39	21,89	1,40	-37,7	22,59	3	3	✓		
L 100 x 65 x 8	9,9	126,8	18,85	3,16	42,23	8,54	1,83	144,4	3,38	24,66	1,40	-42,4	22,53	3	3	✓		
L 100 x 65 x 9	11,1	140,6	21,05	3,15	46,70	9,52	1,82	160,0	3,36	27,37	1,39	-46,8	22,44	1	3	✓		
L 100 x 65 x 10	12,3	154,0	23,20	3,14	50,98	10,48	1,81	175,0	3,35	30,03	1,39	-51,0	22,35	1	2	✓		
L 100 x 65 x 12	14,5	179,6	27,38	3,12	59,07	12,33	1,79	203,4	3,32	35,23	1,38	-58,7	22,11	1	1	✓		

Figura A4. 2 - Ficha técnica perfil L 100x65x7

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen								Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße							Surface Oberfläche				
G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> mm	d mm	Ø	e <sub>min</sub> mm	e <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t								
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓	
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓	
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓	
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓	

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z									Pure bending y-y		Pure compression				
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>pl,y</sub> ■	i <sub>y</sub>	A <sub>yz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el,z</sub>	W <sub>pl,z</sub> ■	i <sub>z</sub>	S <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	y <sub>s</sub>	y <sub>m</sub>	S235	S355	S235			
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>	mm x10	mm x10							
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓	
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓	
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓	
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓	

Figura A4. 3 - Ficha técnica perfis UPE 200 e UPE 240

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
G  kg/m	h  mm	b  mm	t <sub>w</sub>  mm	t <sub>f</sub>  mm	r  mm	A  mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>l</sub>  mm	d  mm	Ø	p <sub>min</sub>  mm	p <sub>max</sub>  mm	A <sub>L</sub>  m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub>  m <sup>2</sup> /t	
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z							Pure bending y-y			Pure compression					
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>ply</sub> ♦	i <sub>y</sub>	A <sub>ez</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el,z</sub>	W <sub>pl,z</sub> ♦	i <sub>z</sub>	s <sub>y</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
	kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>									
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓

Figura A4. 4 - Ficha técnica perfil HE 240 M







## **A5 – TABELAS DE PREÇOS FIBERLINE**





PRICE LIST - BRACKETS FOR STRUCTURAL PROFILES							
BRACKETS		Item nr.	Price EUR/pcs 0-9 pcs.	Price EUR/pcs 10-49 pcs.	Price EUR/pcs 50-99 pcs.	Price EUR/pcs >100 pcs.	
<b>0°</b>							
Profile height	120 mm	160176	48	28	19	16	
Profile height	160 mm	160177	59	34	23	20	
Profile height	200 mm	160178	66	38	26	22	
Profile height	240 mm	160179	86	50	35	29	
Profile height	300 mm	160180	100	58	40	33	
Profile height	360 mm	160181	114	66	46	38	
<b>45°</b>							
Profile height	120 mm	160182	72	42	29	24	
Profile height	160 mm	160183	79	46	32	26	
Profile height	200 mm	160184	90	52	36	30	
Profile height	240 mm	160185	124	72	50	41	
Profile height	300 mm		167	98	67	56	
<b>90°</b>							
Profile height	120 mm	160186	69	40	28	23	
Profile height	160 mm	160187	76	44	30	25	
Profile height	200 mm	160188	86	50	35	29	
Profile height	240 mm	160189	121	70	48	40	
Profile height	300 mm		166	97	66	55	
<b>135°</b>							
Profile height	120 mm	160190	69	40	28	23	
Profile height	160 mm	160191	76	44	30	25	
Profile height	200 mm	160192	86	50	35	29	
Profile height	240 mm	160193	121	70	48	40	
Profile height	300 mm		173	101	69	58	
Material: Stainless steel							
Quality: AISI 316L, Pickled							
Speciality brackets are available upon request							

Figura A5. 1 - Preço das *brackets* em aço inoxidável - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

PRICE LIST - PLANK 40x500 mm					
Item	Item No.	Set up Charge EUR/delivery	Price, EUR/m	Price, order value 10.000-25.000 EUR	Price, order value >25.000 EUR
Plank HD weight 8,5 kg/m	120458		62,10	57,13	52,79
Plank MD weight 6,6 kg/m	120551		51,67	47,54	43,92
Sand Coating with fine or coarse sand			15,71	14,45	13,35
Cutting in fix-length length tolerance +/- 2 mm		40,- / delivery	4,38 / cut	4,38 / cut	4,38 / cut
Edge profile U35x45/2,5			10,32	8,26	6,39
Mounting of edge profile		40,- / delivery	7,98	7,98	7,98
Valid from 01.01.2011 Fiberline's Terms of Sales and Delivery are valid					

Figura A5. 2 – Preço das placas de tabuleiro em GFRP - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003

PRICE LIST - STRUCTURAL PROFILES standard stock items				
STRUCTURAL PROFILES	Item No.	Price, EUR/m	Price, order value 10.000-25.000 EUR	Price, order value >25.000 EUR
Strip 100x10 mm	030835	19,28	15,43	11,96
Square tube 50x50/5/5 mm	060190	18,70	14,96	11,60
Square tube 60x60/5/5 mm	060188	22,86	18,29	14,17
Square tube 60x80/5/5 mm	060191	26,29	21,03	16,30
Square tube 60x100/8/8 mm	060227	46,79	37,43	29,01
Square tube 60x120/5/5 mm	060187	34,58	27,66	21,44
Square tube 75x75/6/6 mm	060235	33,69	26,95	20,89
Square tube 100x100/6/6 mm	060229	45,82	36,66	28,41
Square tube 100x100/8/8 mm	060228	59,74	47,79	37,04
Square tube 120x120/8/8 mm	060226	72,67	58,13	45,05
Angle 50x50x6 mm	070812	10,87	8,70	6,74
Angle 50x50x8 mm	070819	14,20	11,36	8,80
Angle 75x75x8 mm	070770	21,27	17,02	13,19
Angle 100x100x10 mm	070816	35,57	28,46	22,05
Angle 150x150x12 mm	070813	64,71	51,77	40,12
U-Profile 35x45/2,5/4 mm	090145	10,32	8,26	6,40
U-Profile 30x100/6/6 mm	090920	16,62	13,30	10,31
U-Profile 40x140/5/5 mm	090207	20,25	16,20	12,55
U-Profile 40x150/6/6 mm	090181	24,90	19,92	15,44
U-Profile 48x160/8/8 mm	090514	36,44	29,15	22,59
U-Profile 50x120/6/6 mm	090206	23,50	18,80	14,57
U-Profile 60x200/10/10 mm	090182	56,78	45,42	35,20
U-Profile 72x240/8/8 mm	090202	55,44	44,35	34,37
U-Profile 72x240/12/12 mm	090210	81,85	65,48	50,75
U-Profile 90x300/15/15 mm	090513	127,99	102,39	79,35
I-Profile 120x60/6/6 mm	100065	26,51	21,21	16,44
I-Profile 160x80/8/8 mm	100036	46,43	37,14	28,79
I-Profile 200x100/10/10 mm	100042	72,62	58,10	45,03
I-Profile 240x120/12/12 mm	100064	104,64	83,71	64,87
I-Profile 300x150/15/15 mm	100067	163,56	130,85	101,41
<b>HANDRAIL SYSTEM</b>				
Handrail 70x60/5x5 mm	121605	16,66	13,33	10,33
Toe Plate 100x15 mm	120486	11,10	8,88	6,88
Tube ø40x34 mm	020231	7,91	6,32	4,90
Bar 40x40 mm	040020	32,95	26,36	20,43
Valid from 01.01.2011 Structural profiles not listed: please invite an offer Fiberline's Terms of Sales and Delivery are valid				

Figura A5. 3 - Preço dos perfis estruturais em GFRP - adaptado de Fiberline Composites A/S, 2003







## **A6 – PEÇAS DESENHADAS**

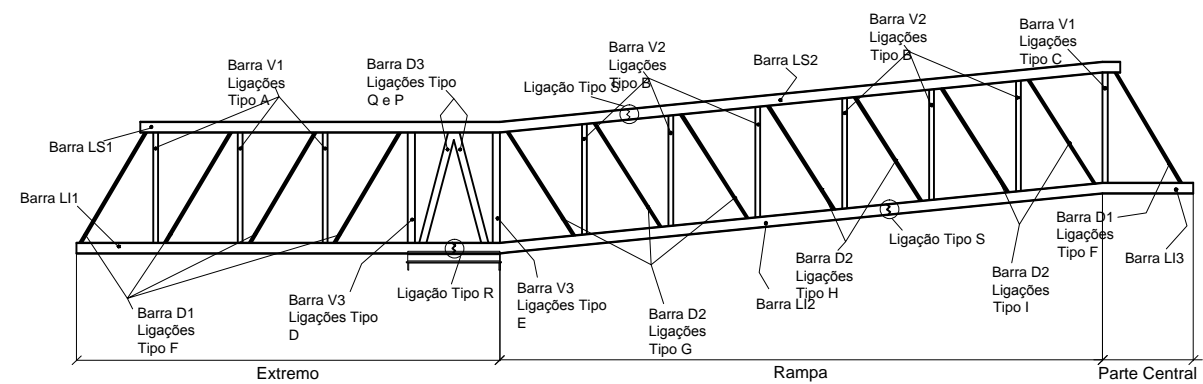
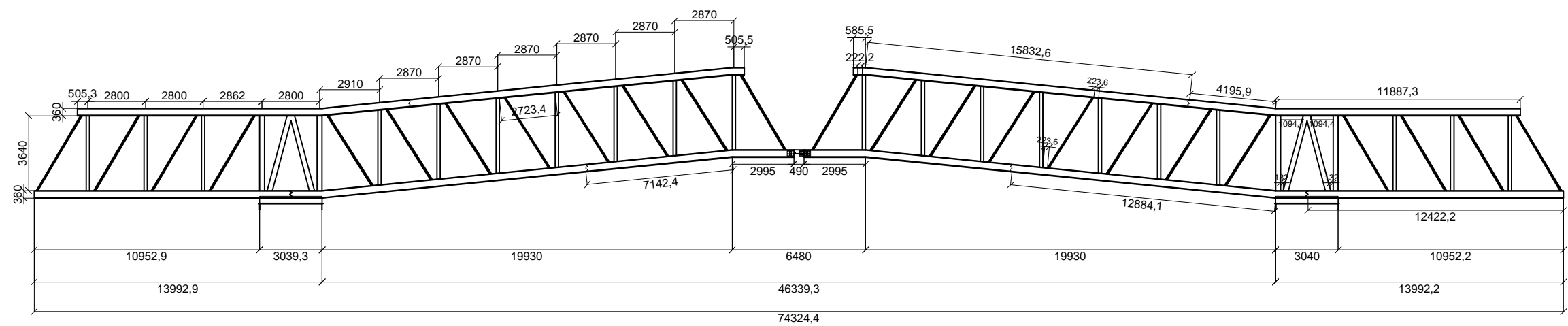




Este Anexo apresenta os desenhos que definem os pormenores e a geometria da estrutura, nomeadamente:

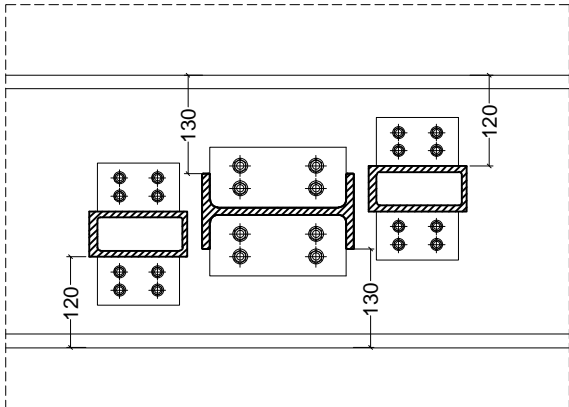
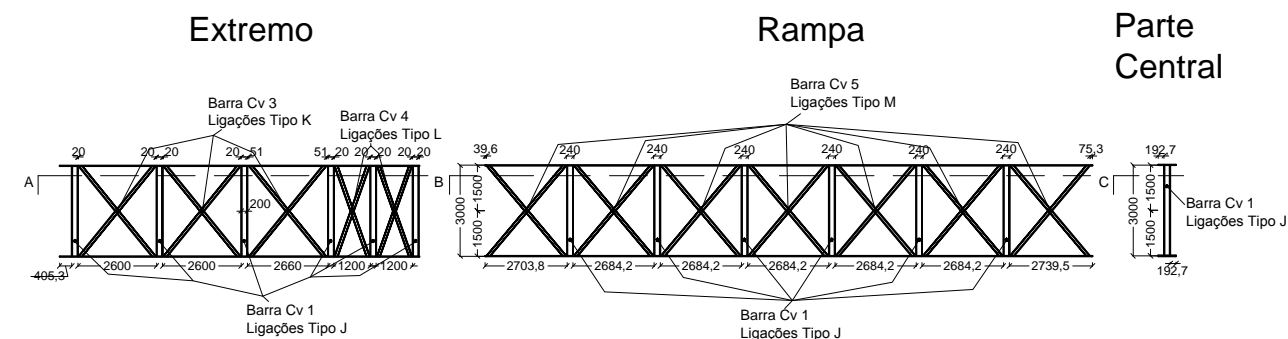
- Alçado da ponte;
- Malhas de contraventamento inferior e superior;
- Dimensões das barras a encomendar;
- Pormenores das ligações aparafusadas;
- Geometria e armaduras dos contrapesos;
- Cortes transversais nas zonas de apoio das placas de tabuleiro;
- Junta de ligação;
- Apoios.



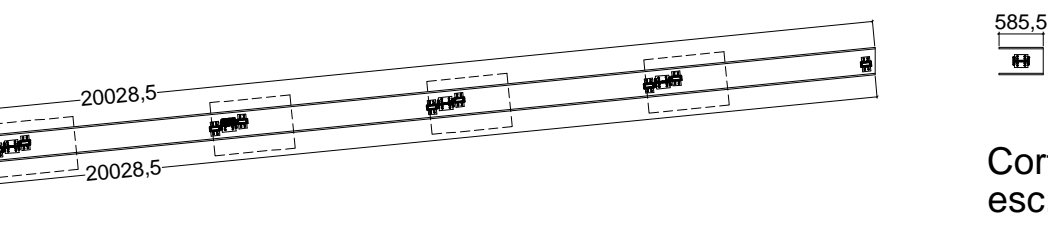




# Secção entre longarinas superiores



Pormenor 1  
esc.: 1/10

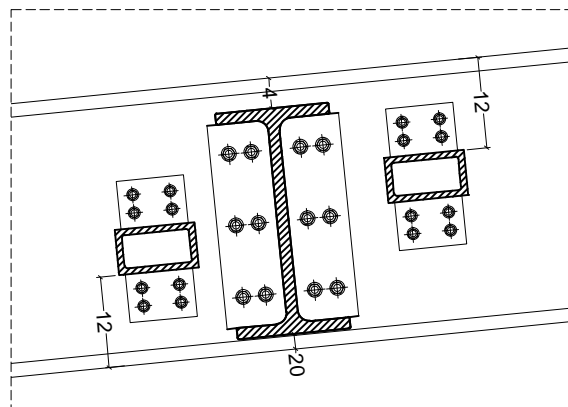
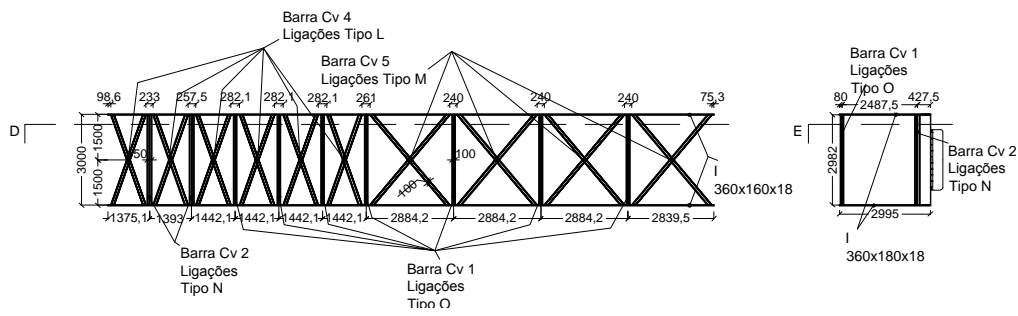


Corte A  
esc.: 1/100

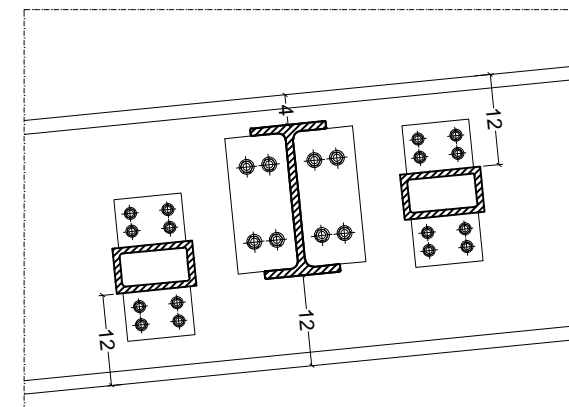
Corte B  
esc.: 1/100

Corte C  
esc.: 1/100

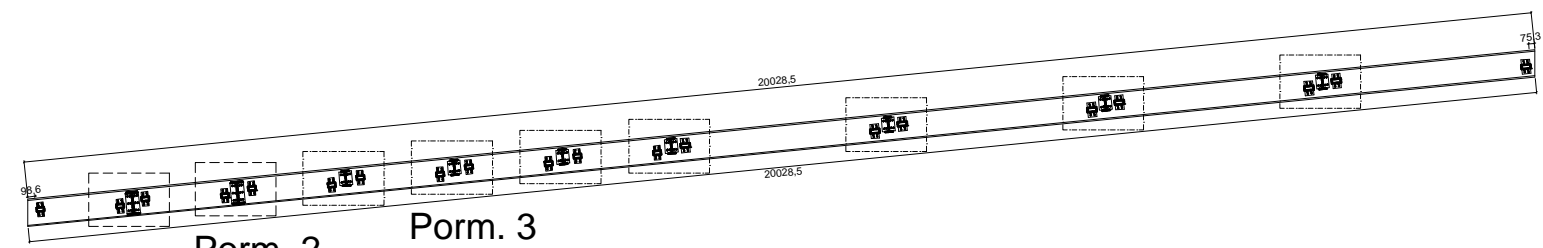
# Secção entre longarinas inferiores



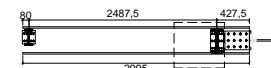
Pormenor 2  
esc.: 1/10



Pormenor 3  
esc.: 1/10



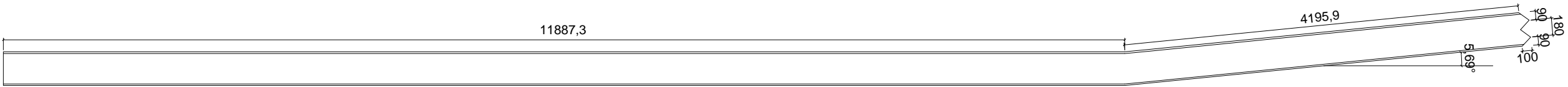
Corte D  
esc.: 1/100



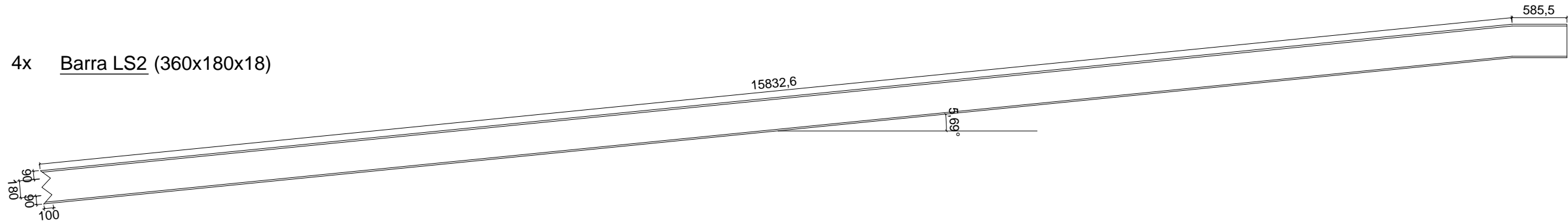
Corte E  
esc.: 1/100



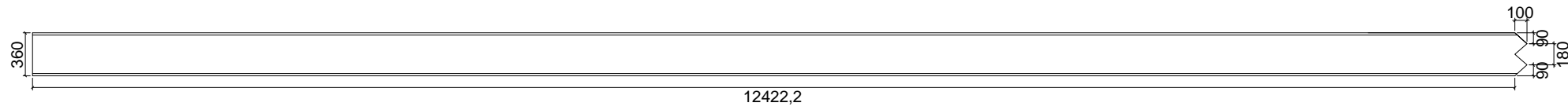
4x Barra LS1 (360x180x18)



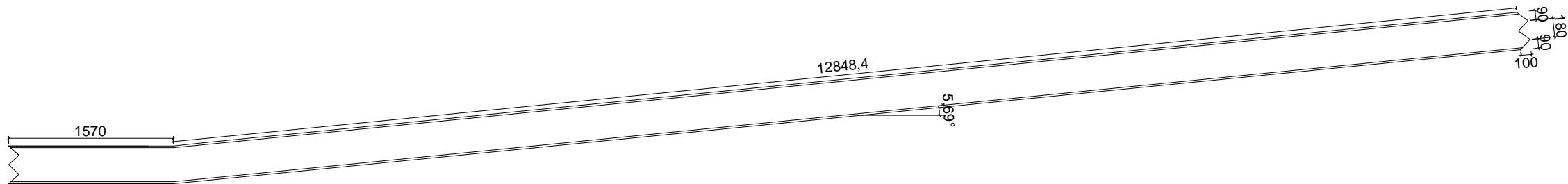
4x Barra LS2 (360x180x18)



4x Barra LI1 (I 360x180x18)



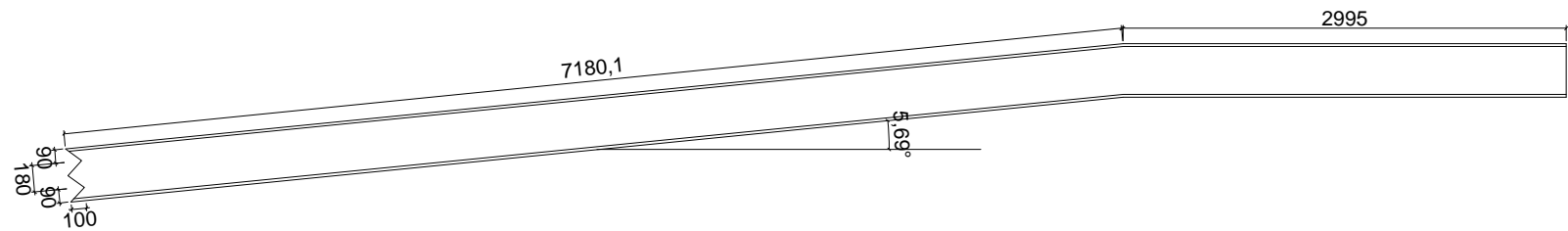
4x Barra LI2 (I360x180x18)



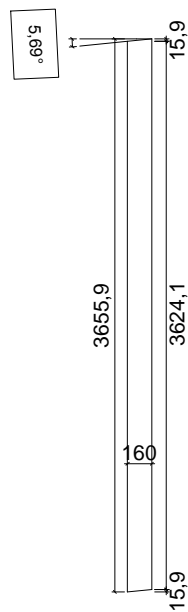




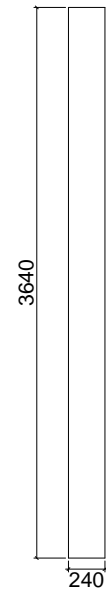
4x Barra LI3 (360x180x18)



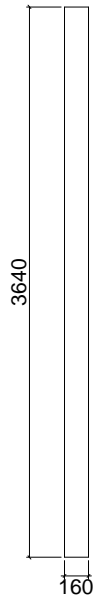
24x Barra V2  
(ST 160x160x8)



8x Barra V3  
(2U 240x72x12  
+ Betão Armado)

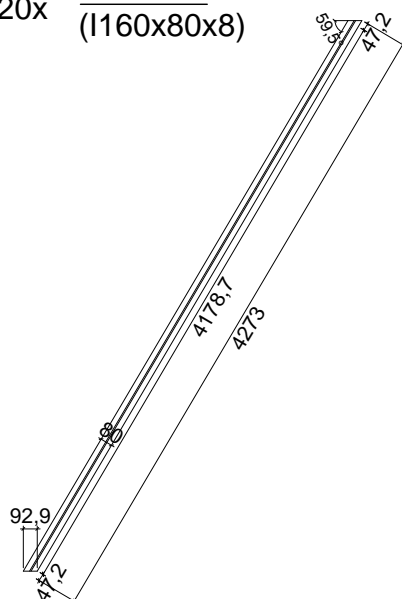


16x Barra V1  
(ST 160x160x8)

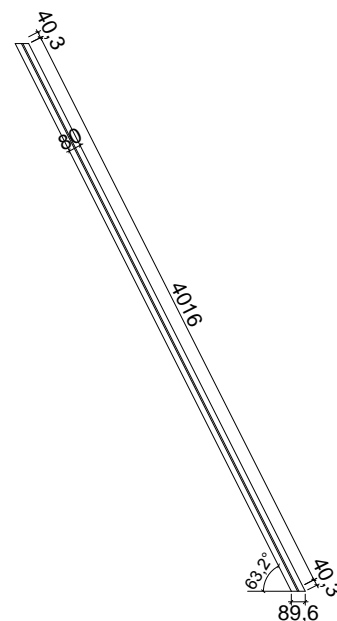




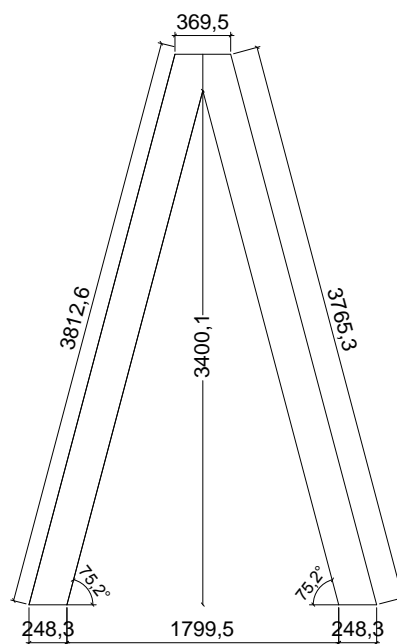
20x Barra D1  
(I160x80x8)



28x Barra D2  
(I160x80x8)

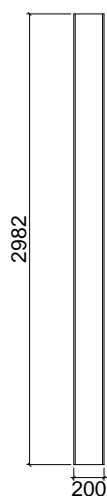


4x Barra D3  
(2U 240x72x12  
+ Betão Armado)

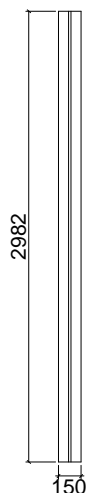




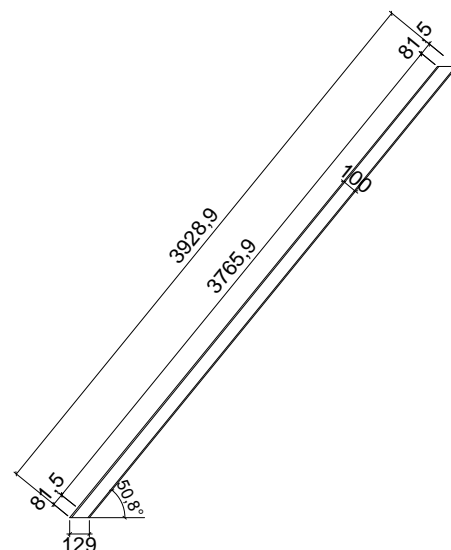
42x Barra Cv 1  
(I 200x100x10)



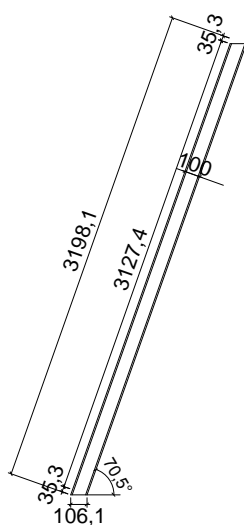
10x Barra Cv 2  
(I 300x150x15)



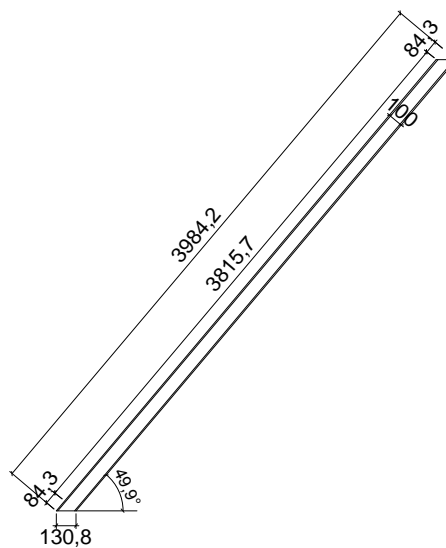
12x Barra Cv 3  
(ST 100x60x8)



32x Barra Cv 4  
(ST 100x60x8)

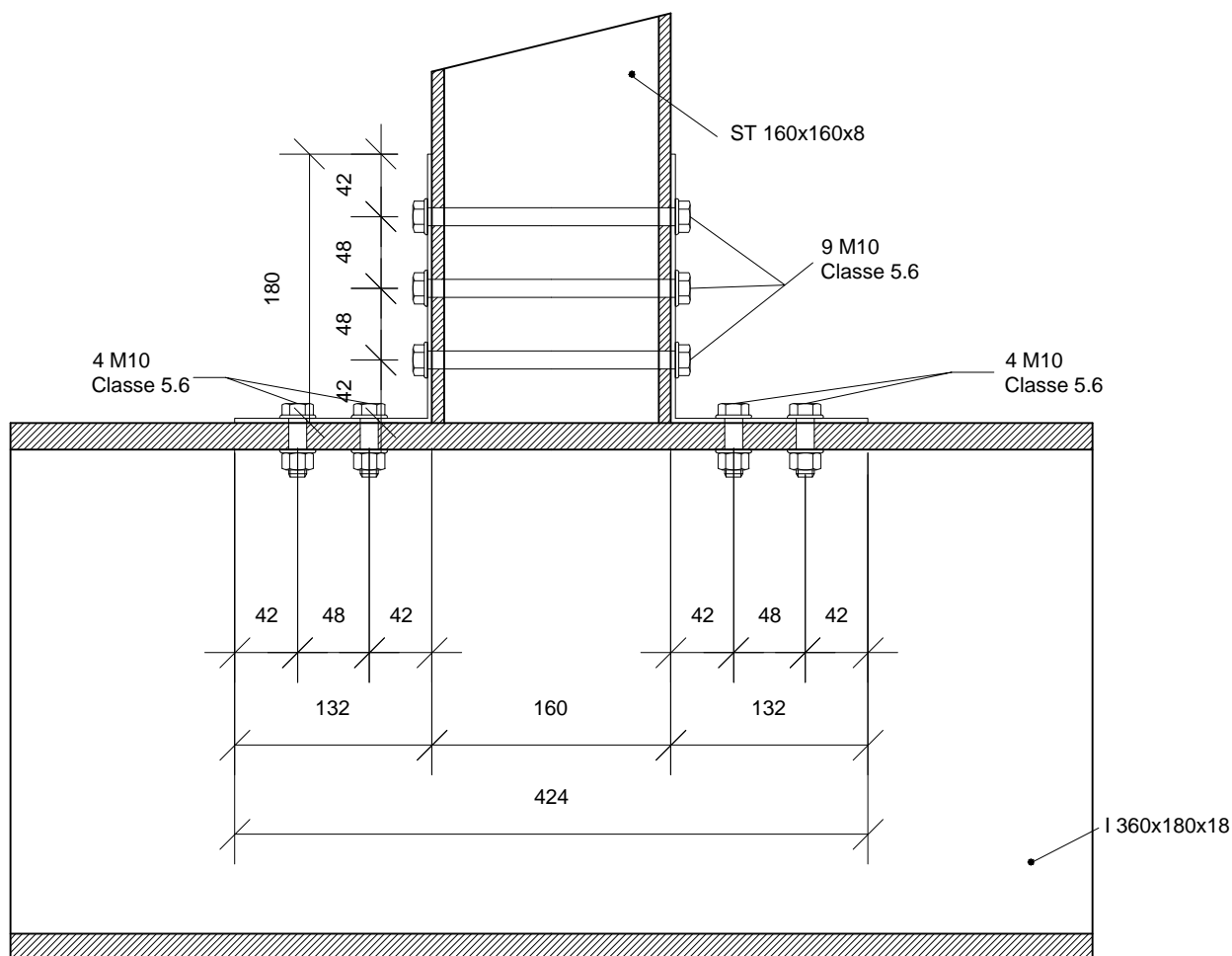
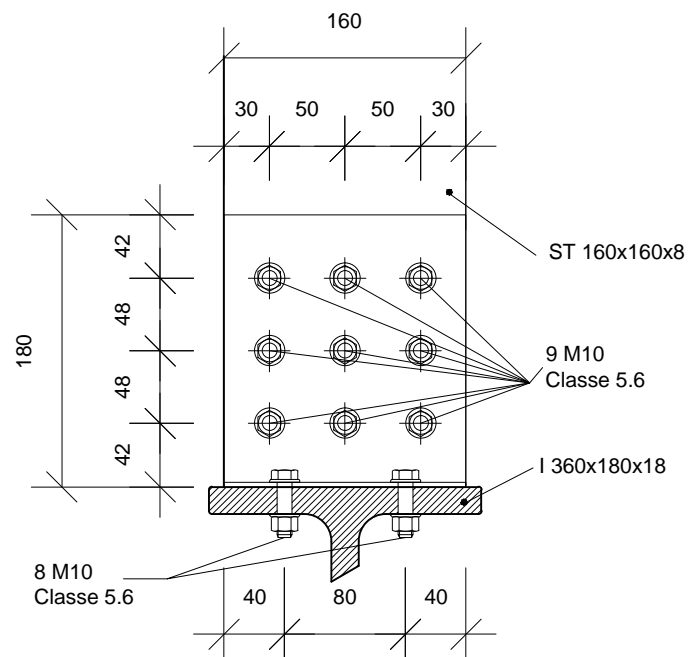


44x Barra Cv 5  
(ST 100x60x8)



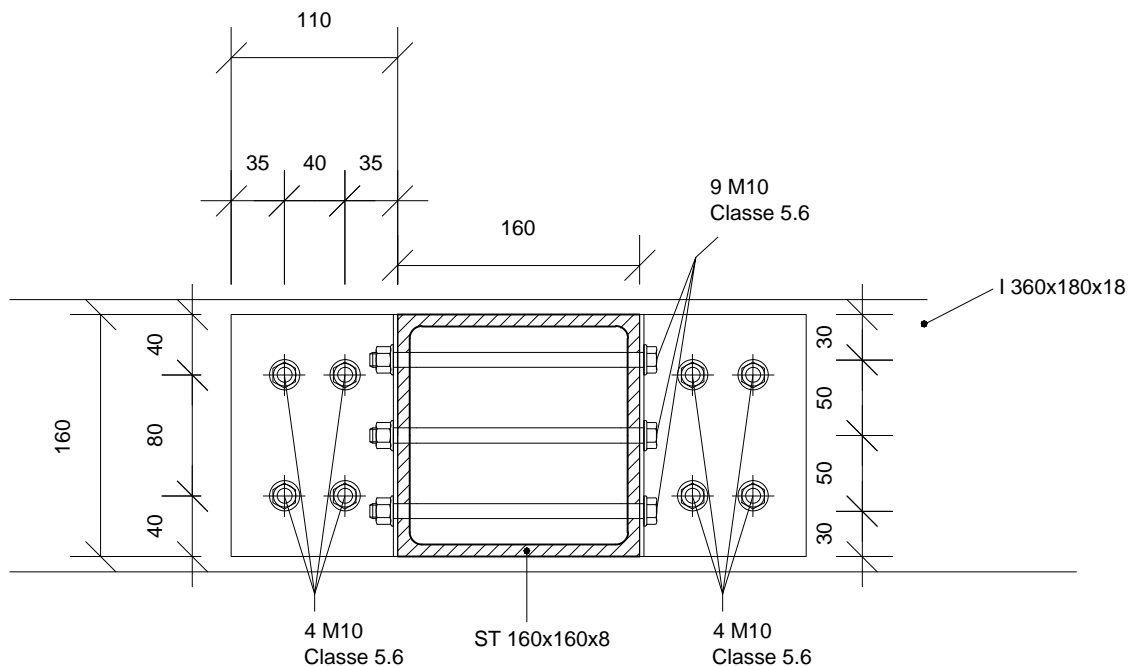


# Ligação A

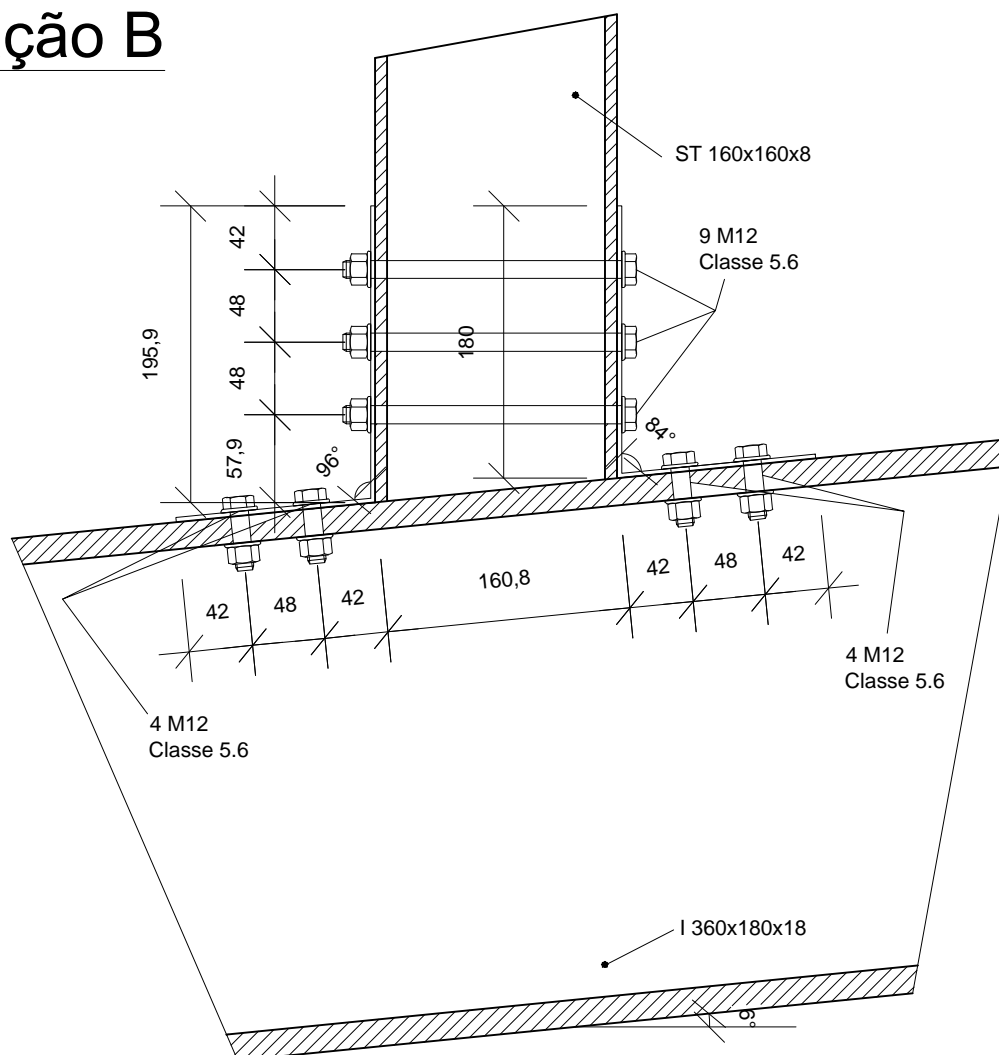




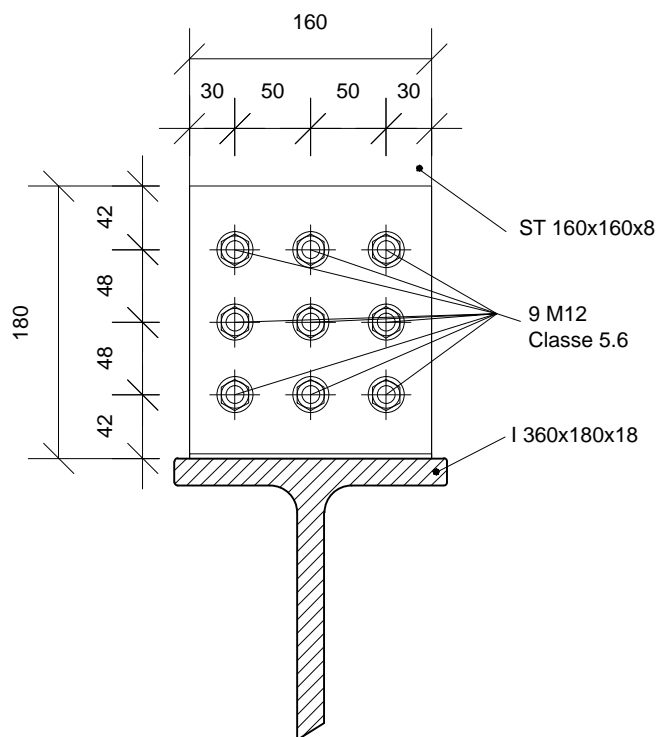
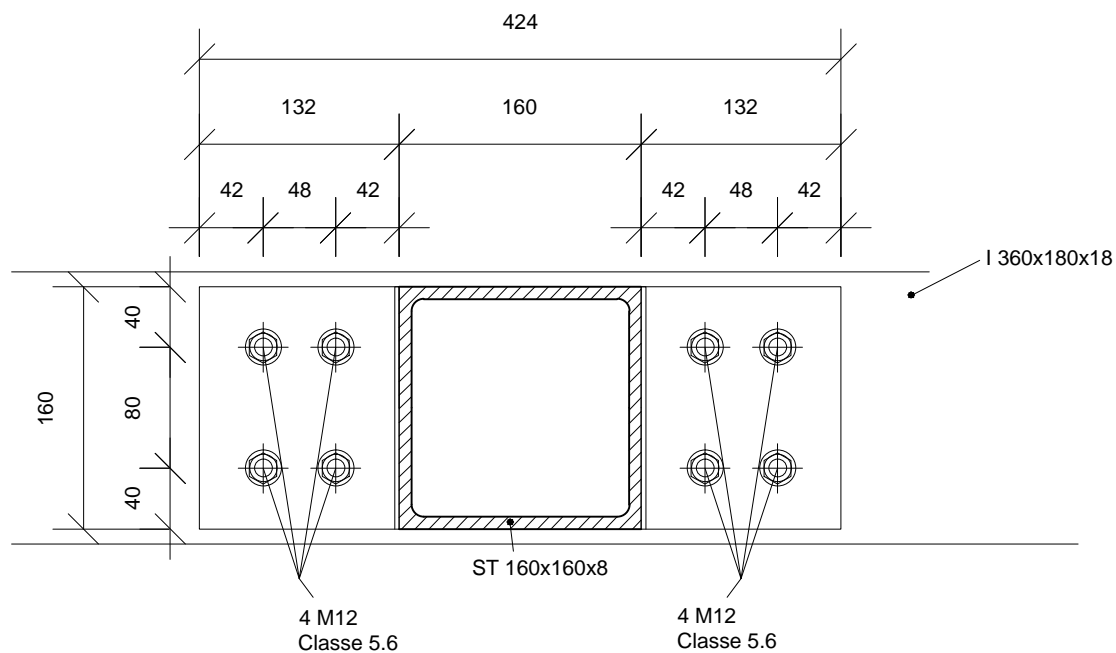




## Ligação B

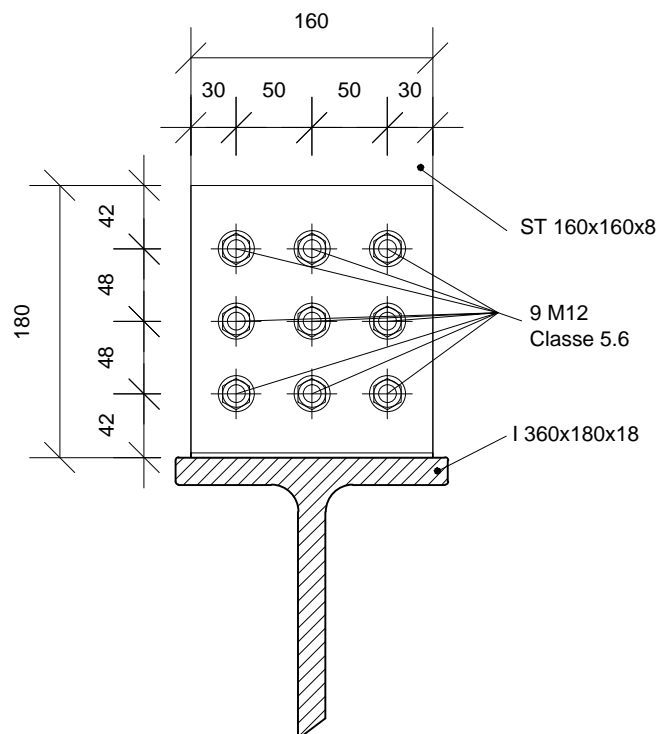
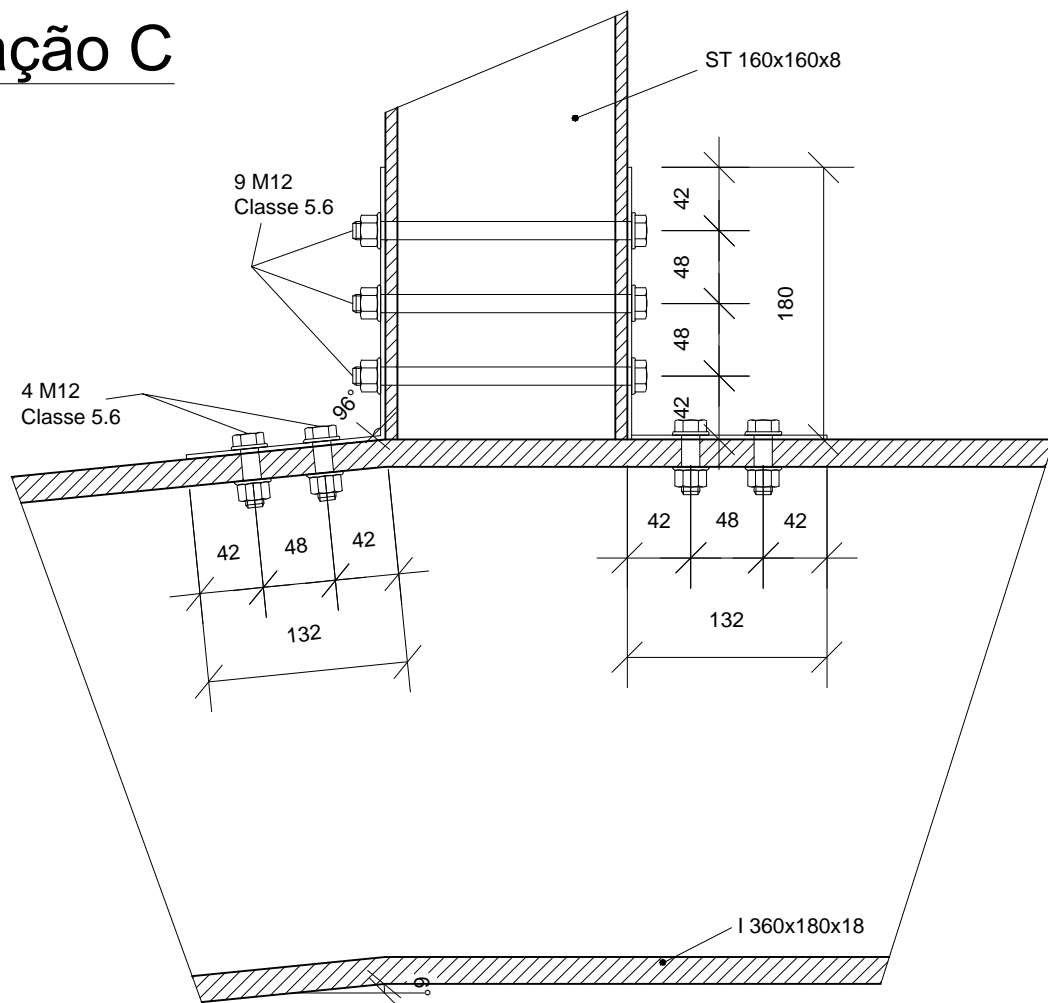




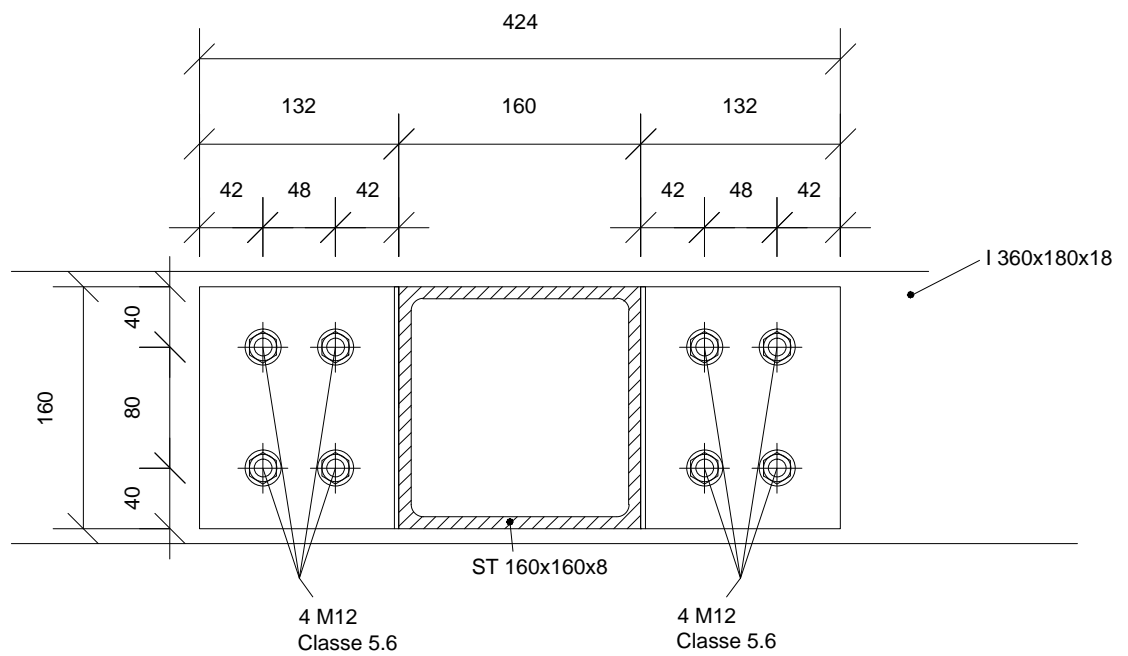




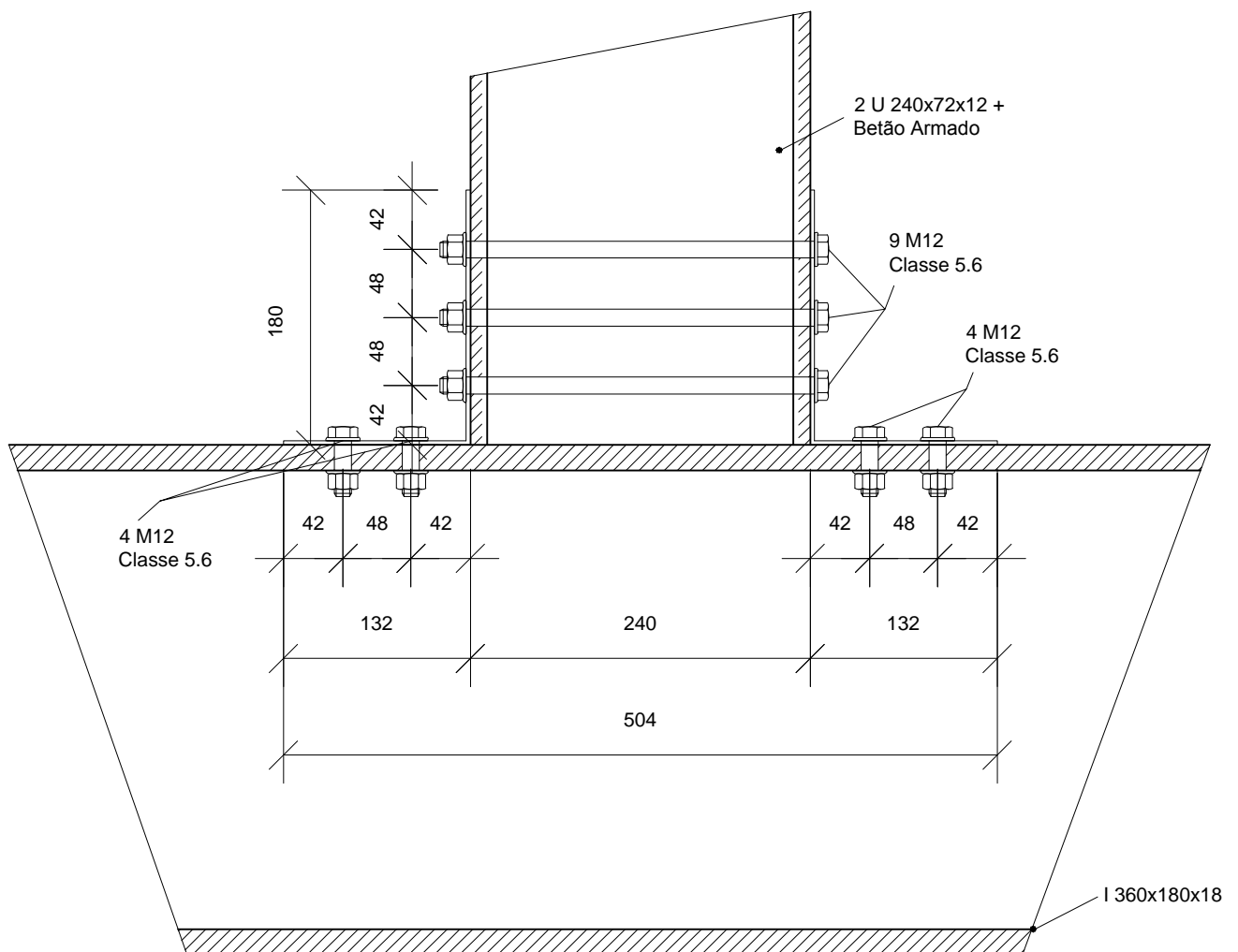
# Ligação C





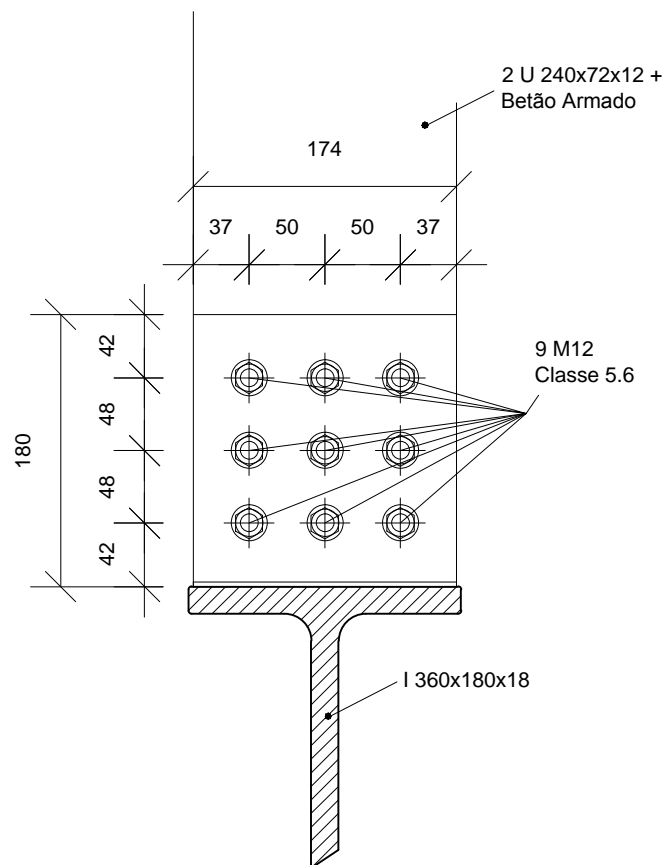
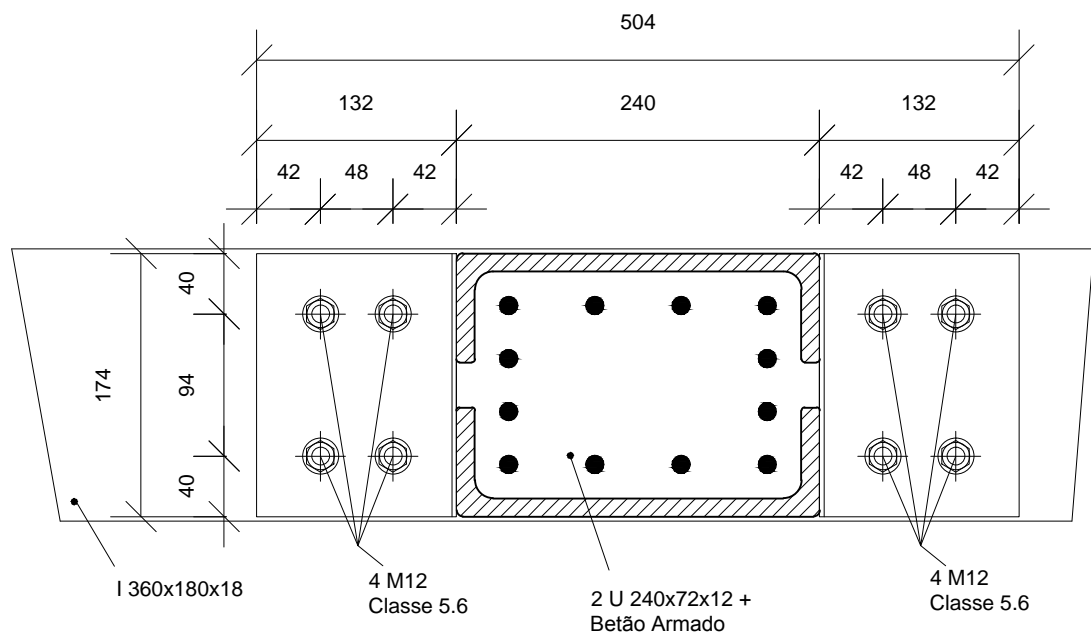


## Ligação D



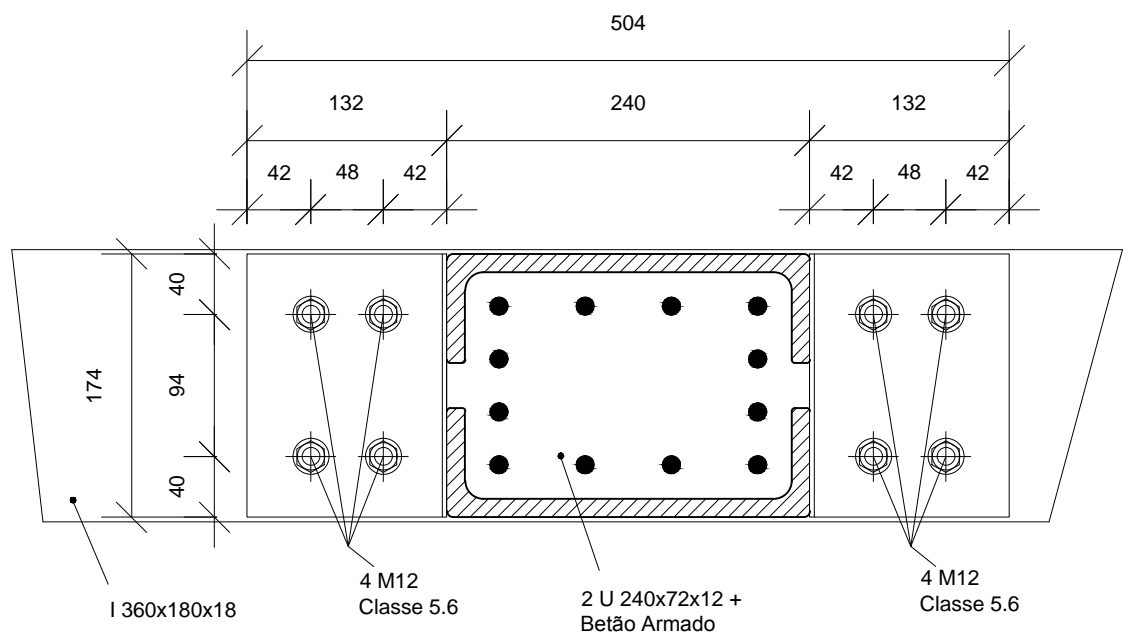
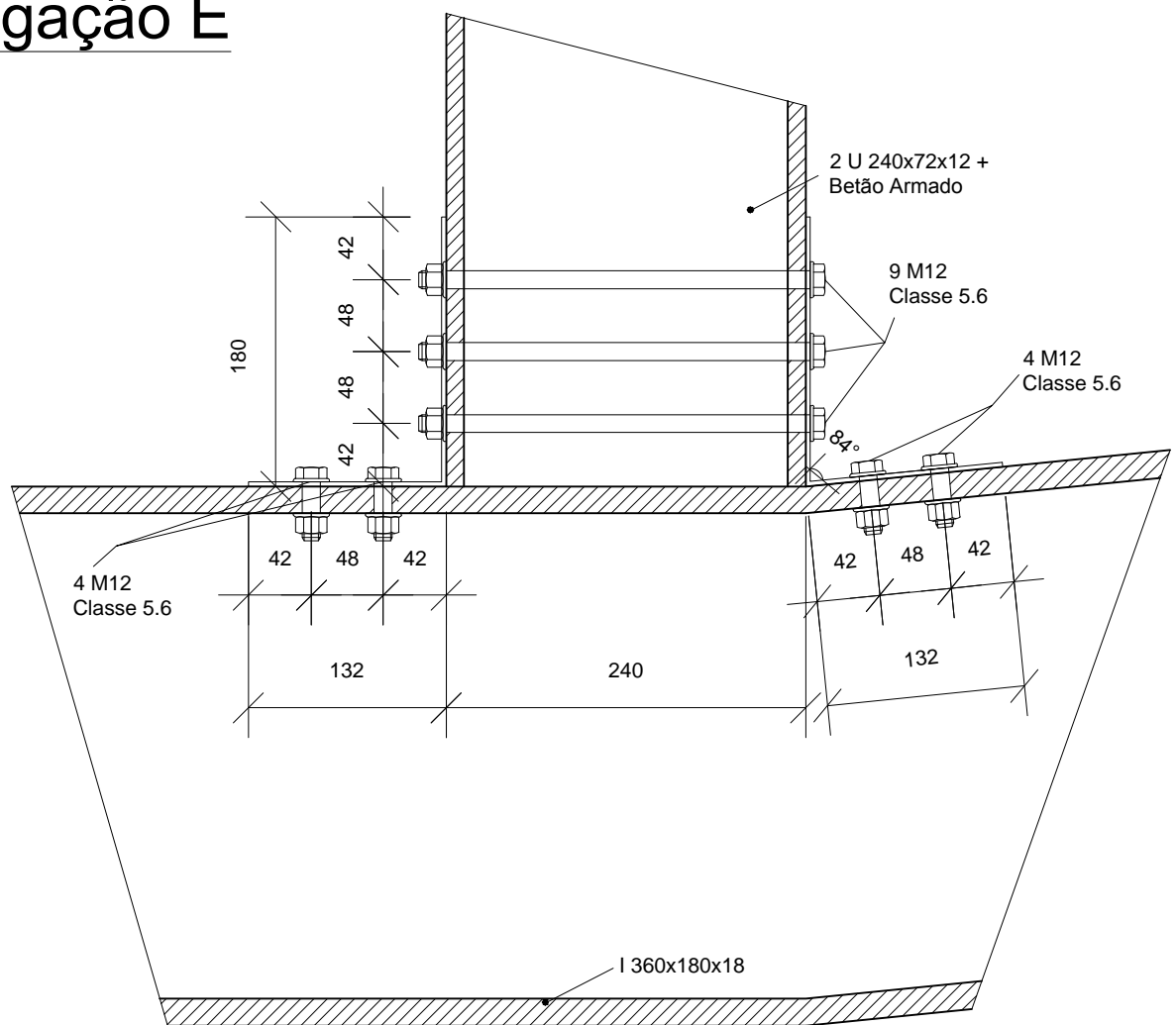




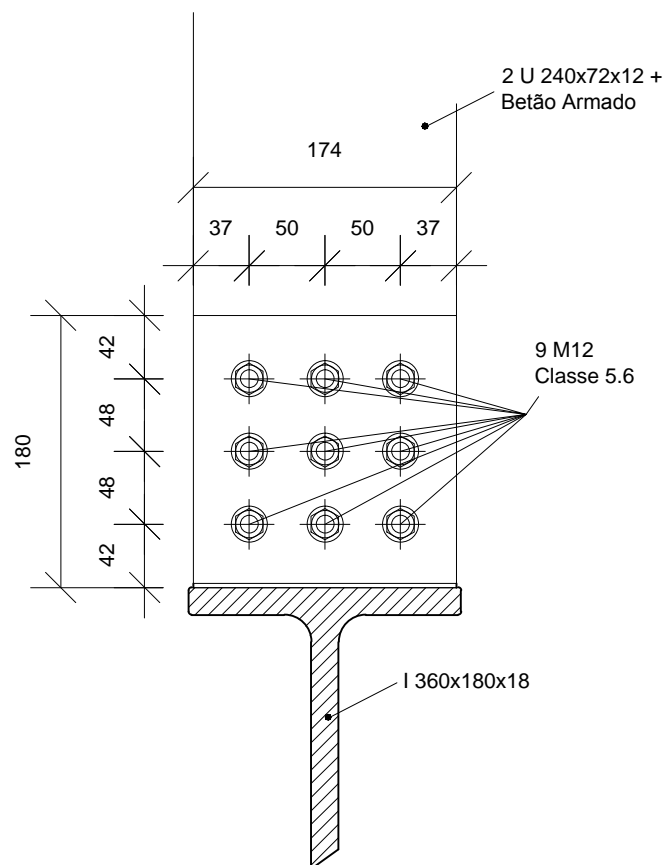




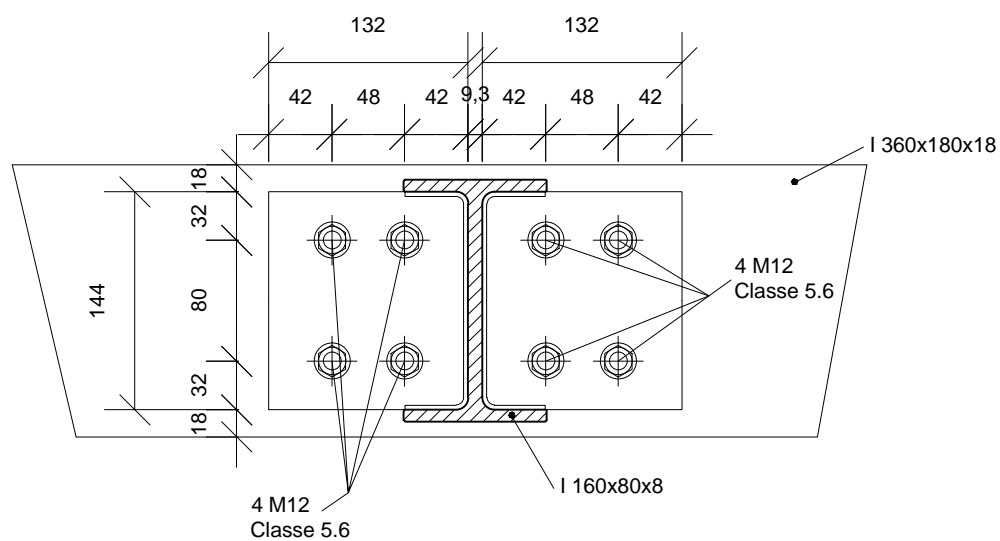
# Ligação E







## Ligação F



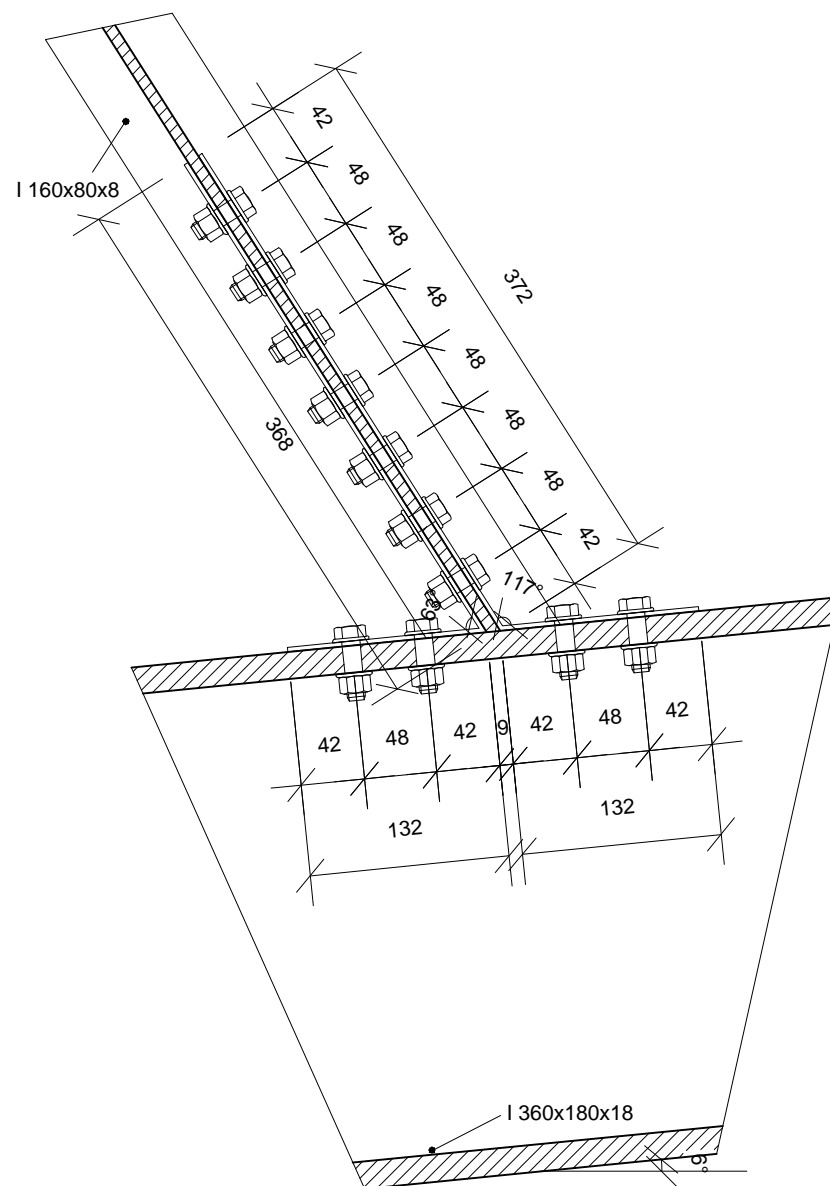




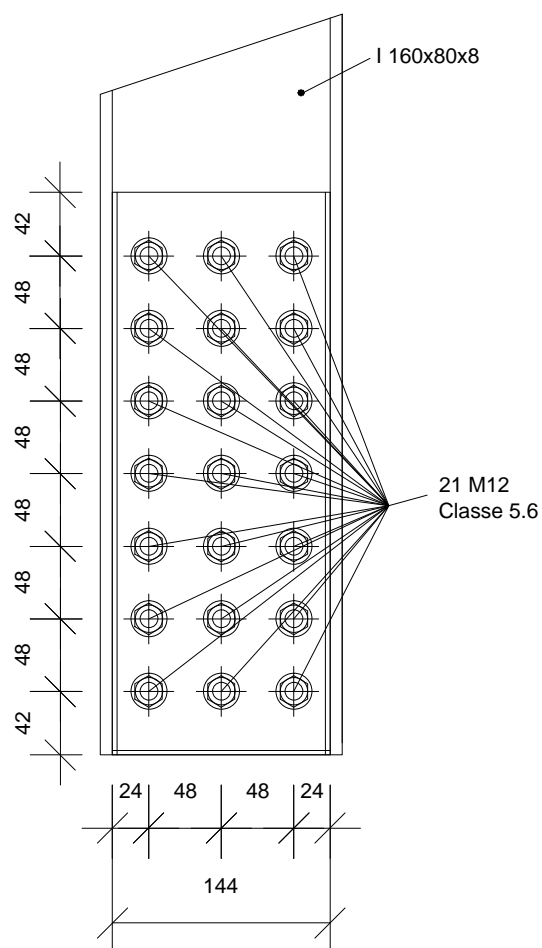
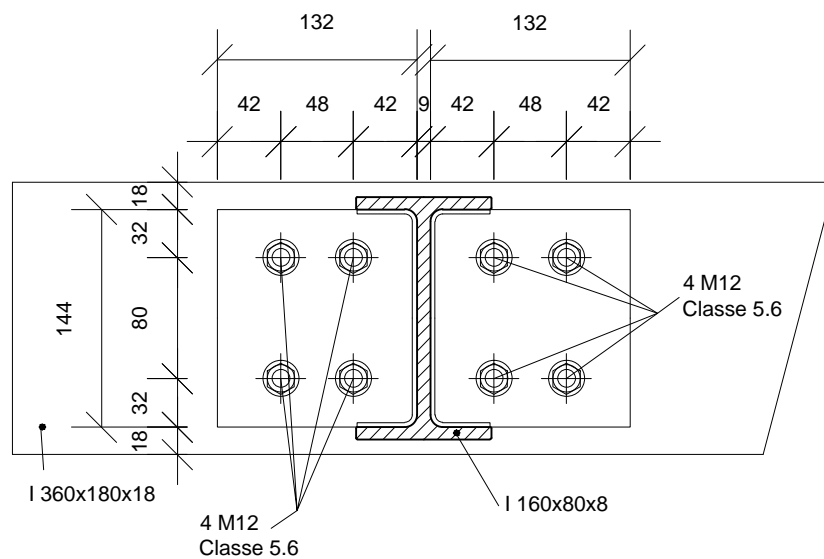




# Ligação G



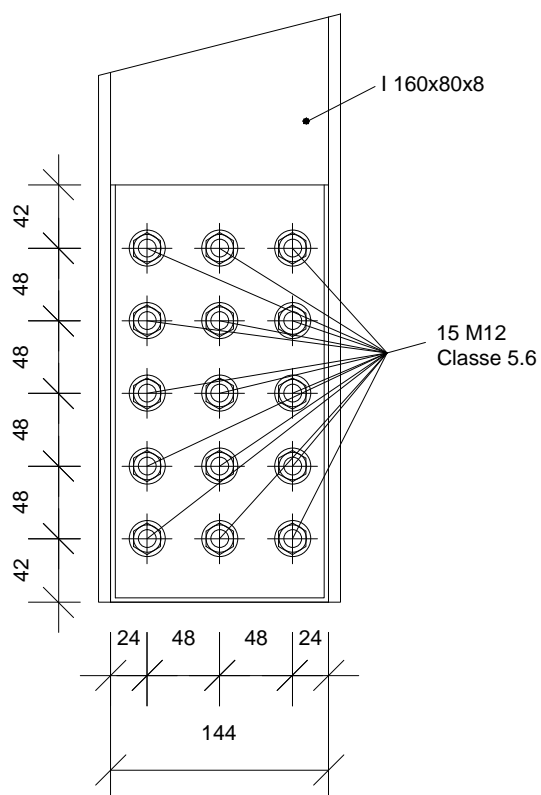
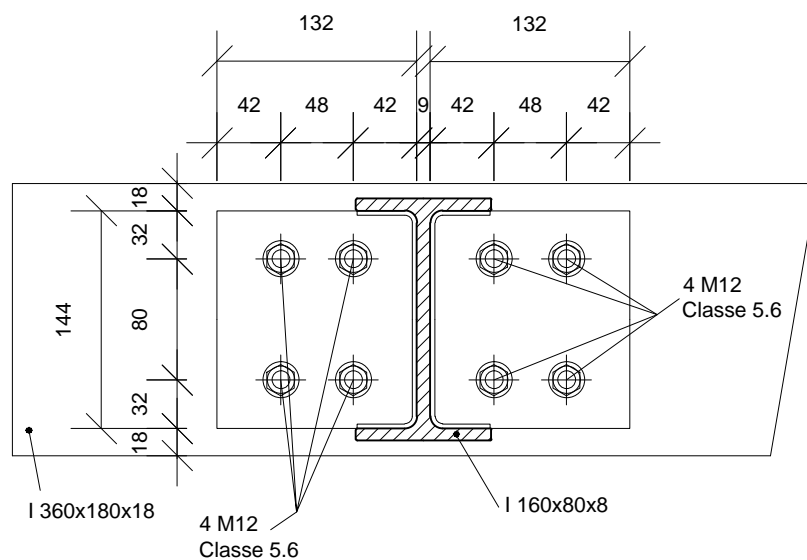








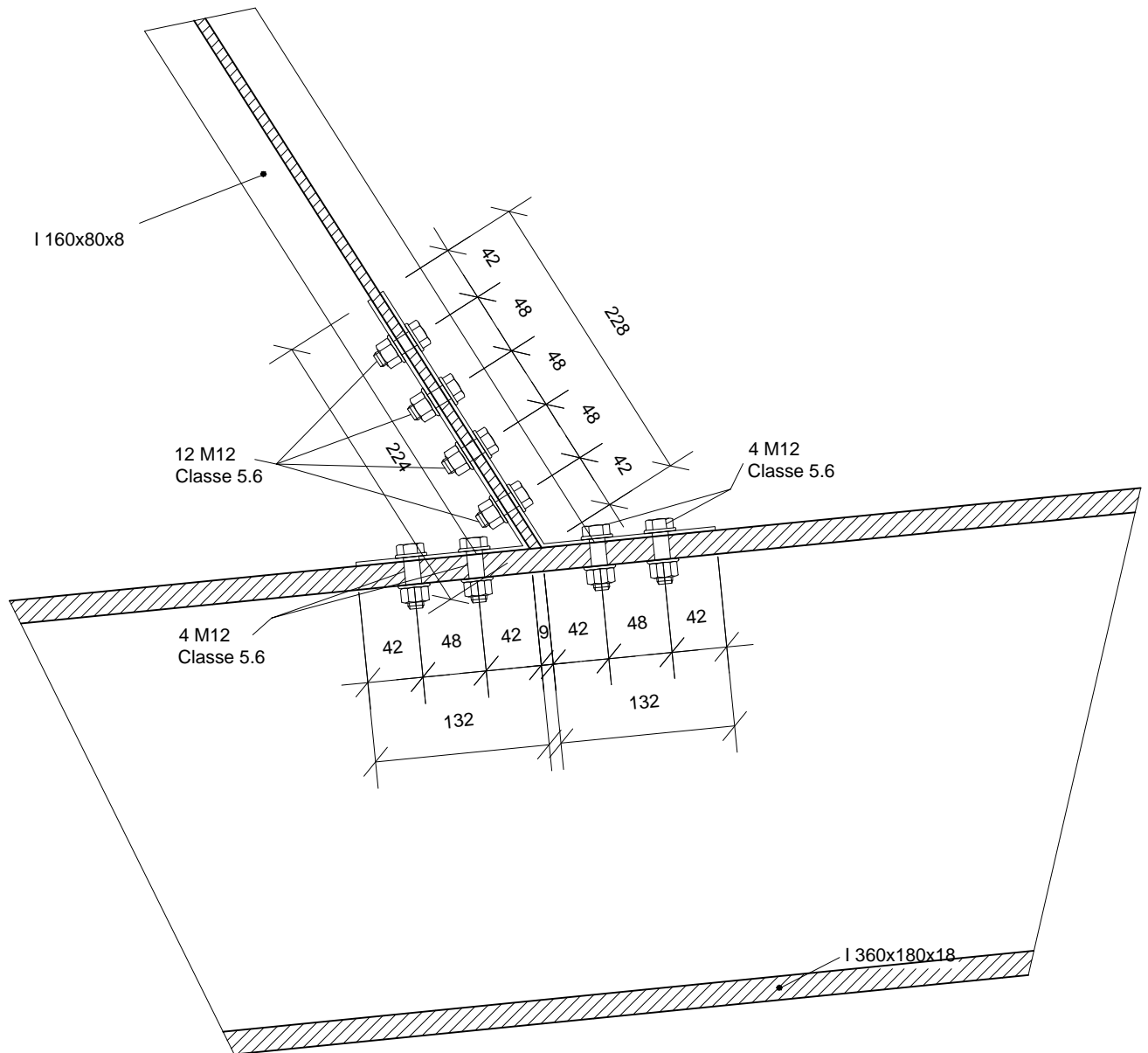




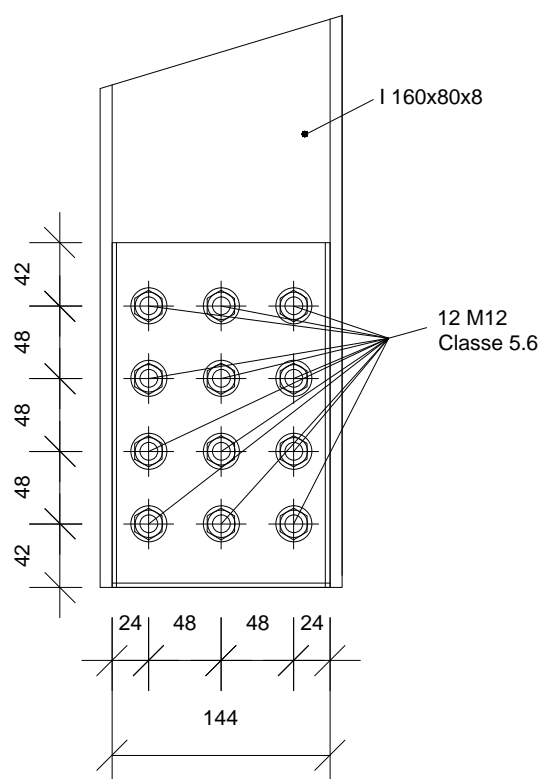
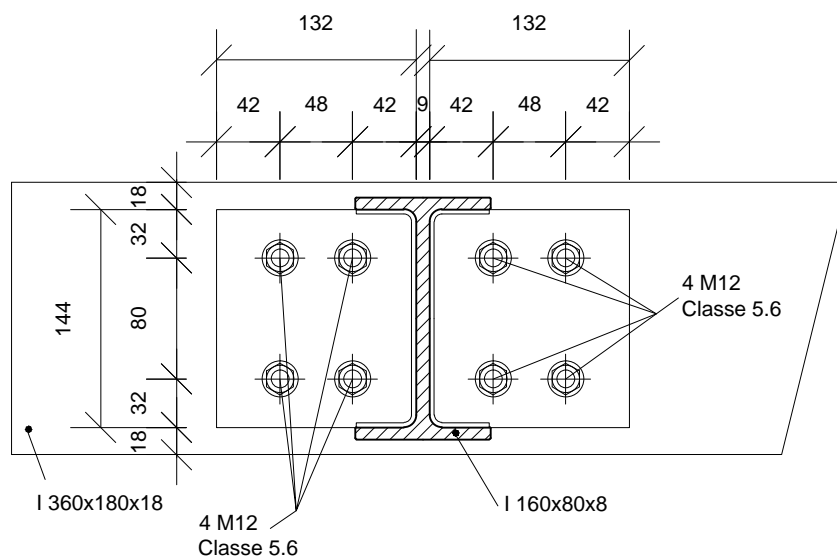




## Ligação I

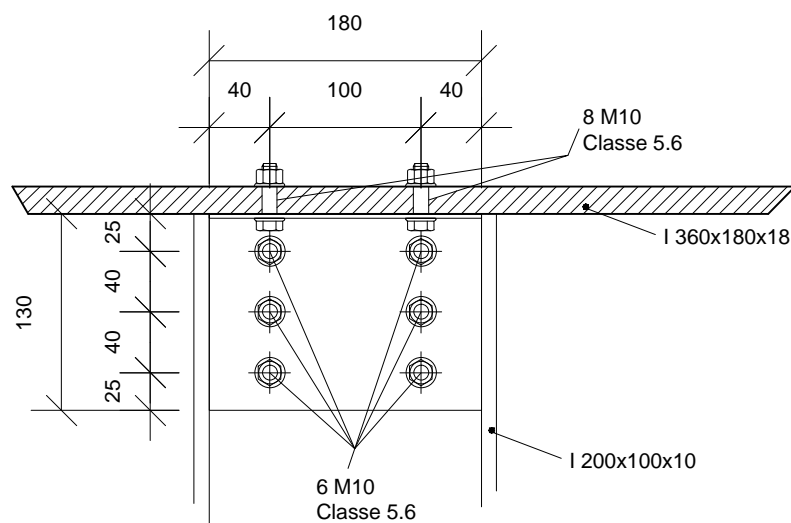
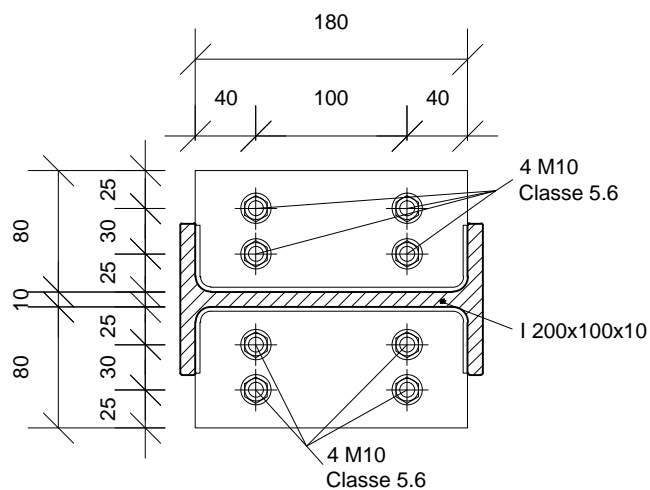






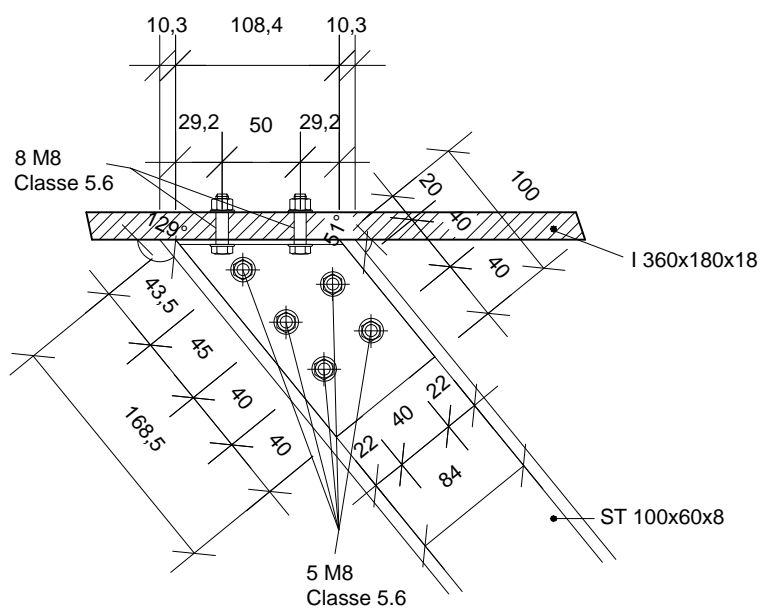
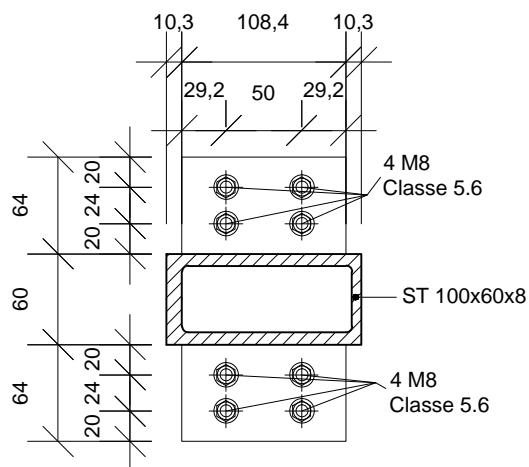


# Ligação J





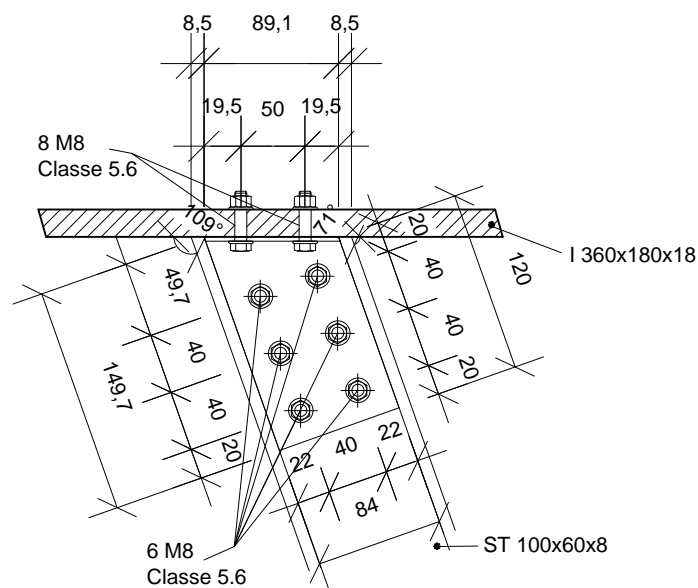
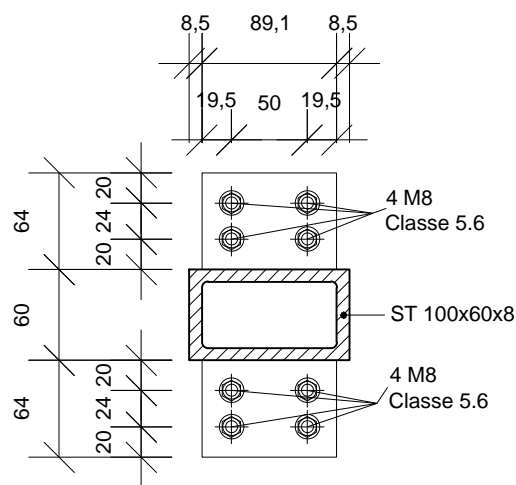
# Ligação K





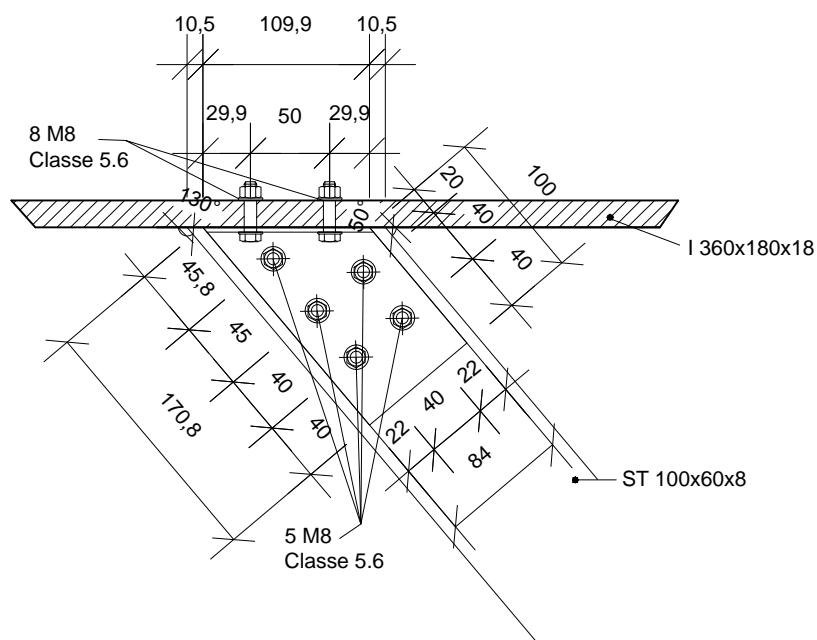
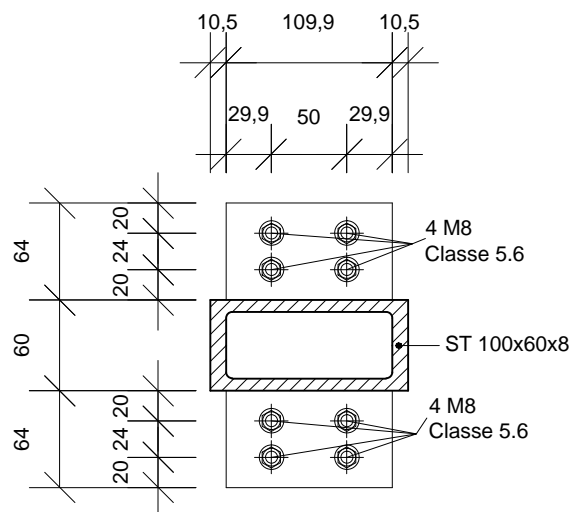


# Ligação L



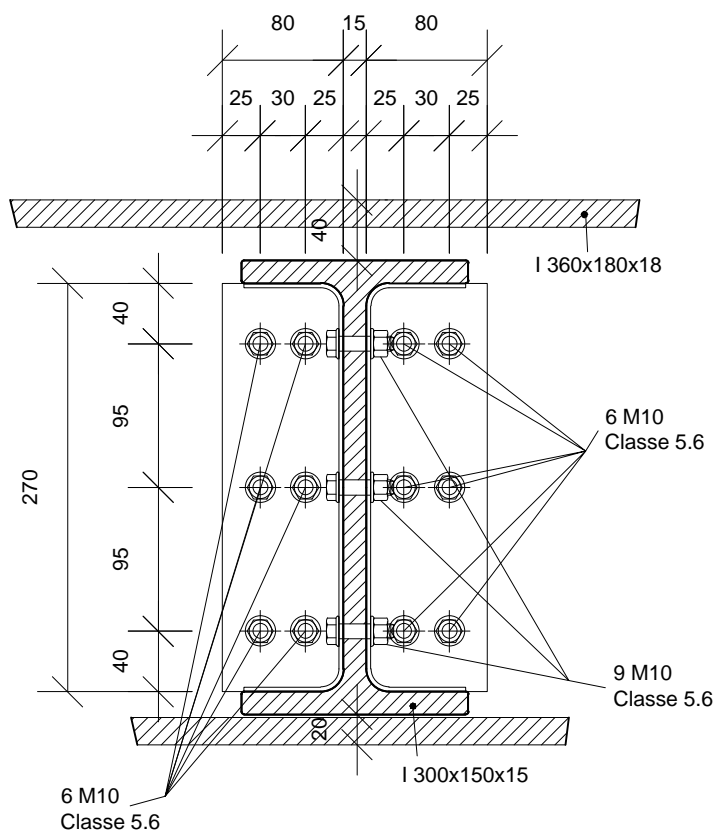
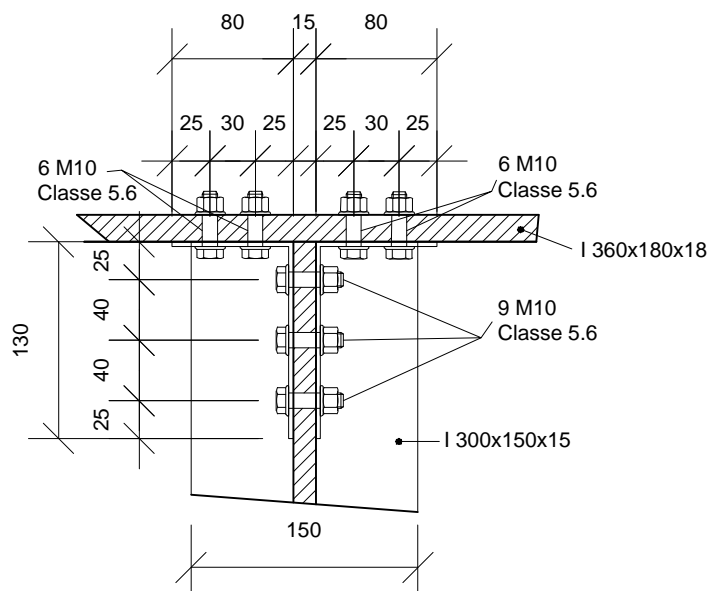


# Ligação M



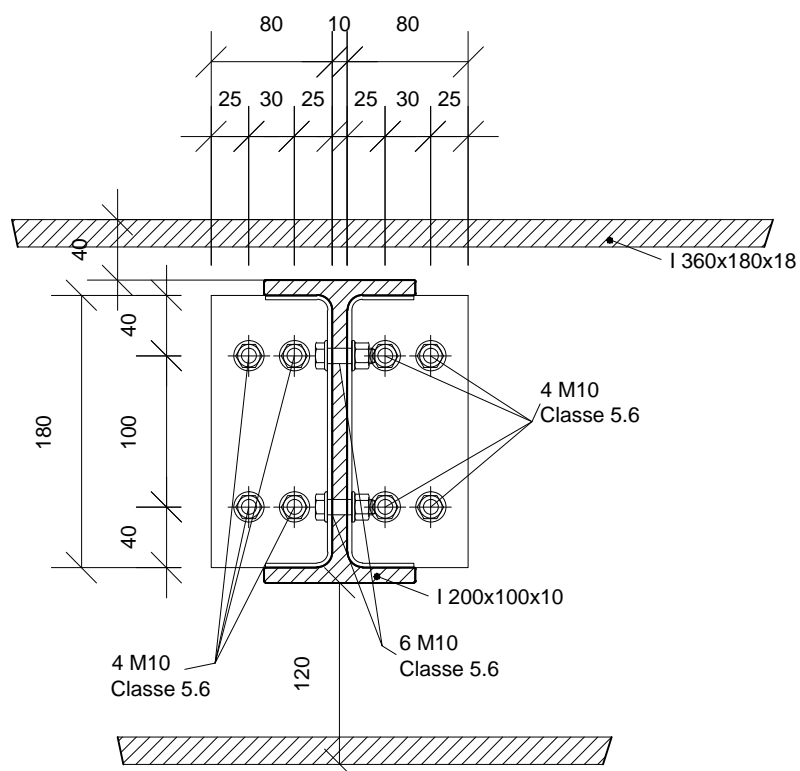
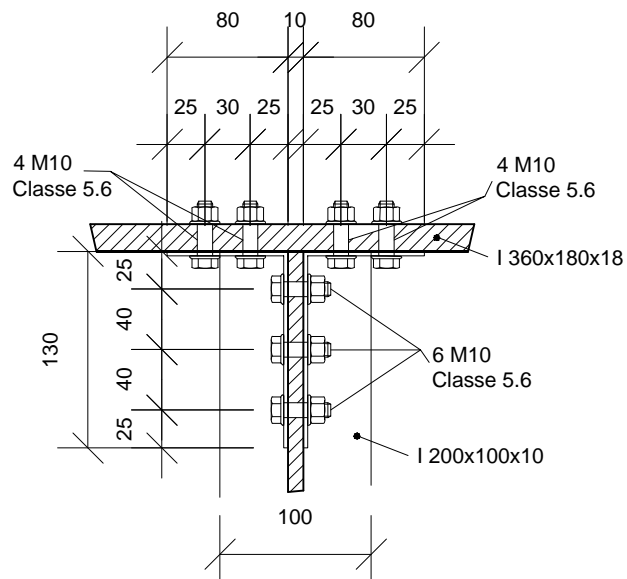


# Ligação N





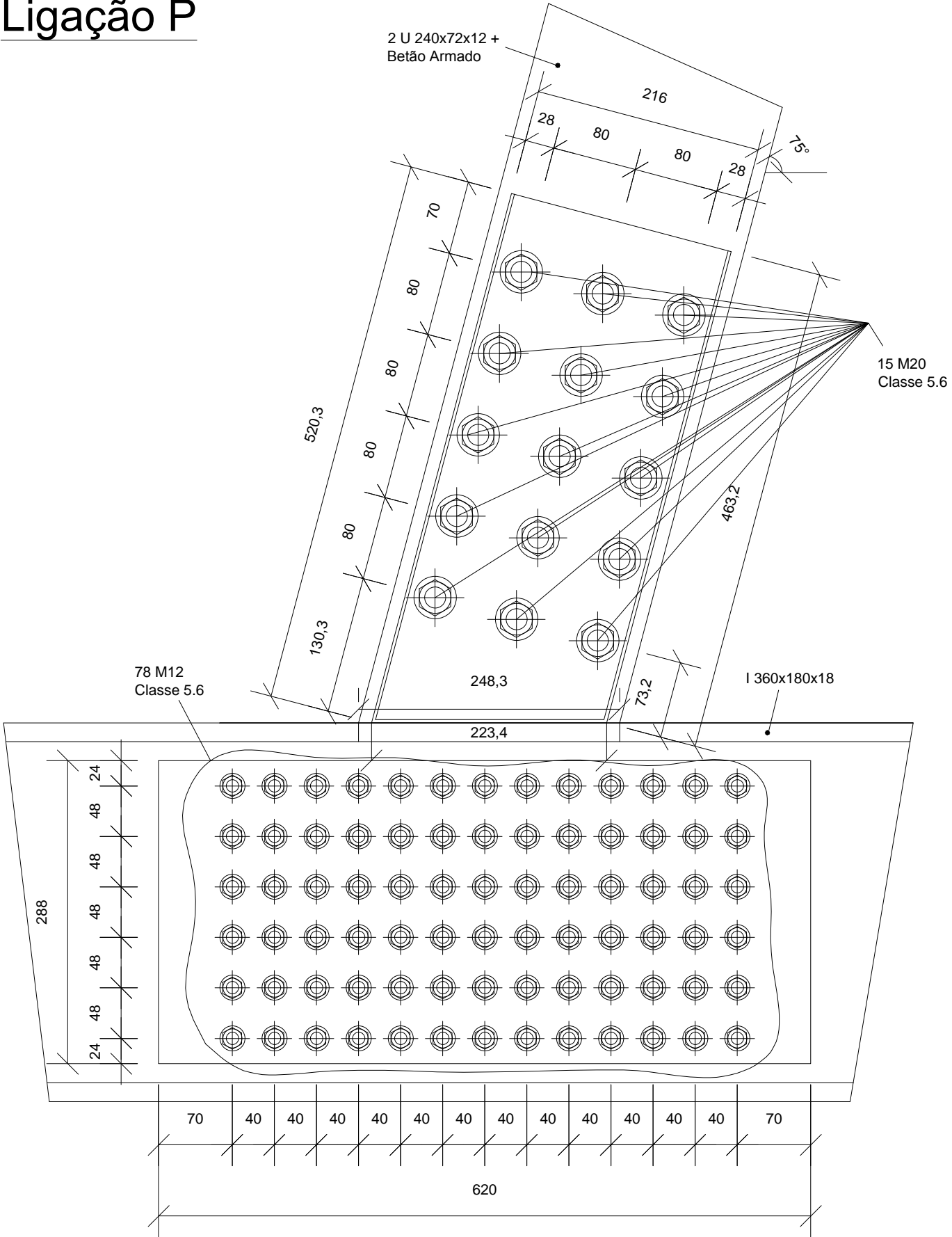
# Ligação O





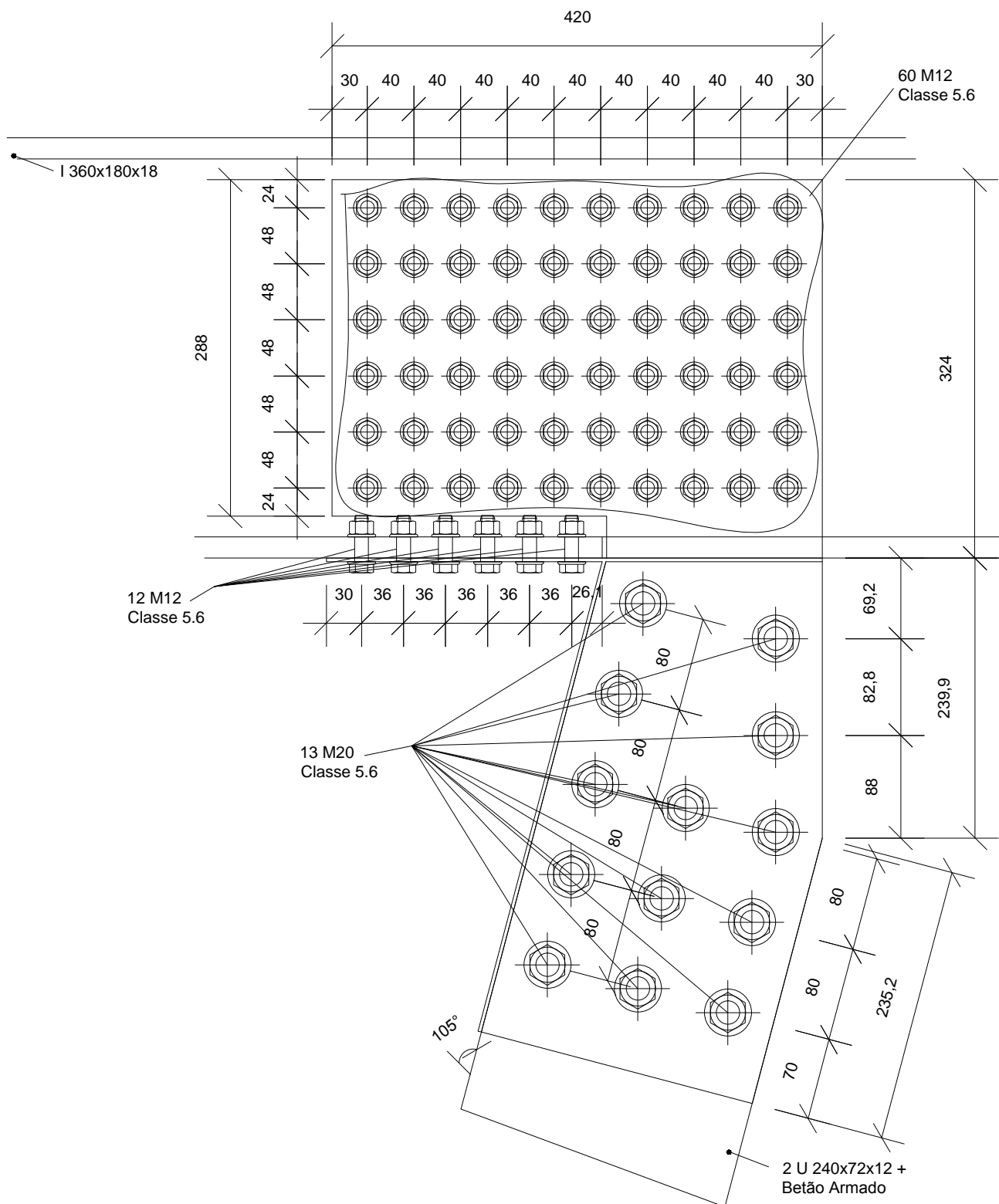


# Ligação P



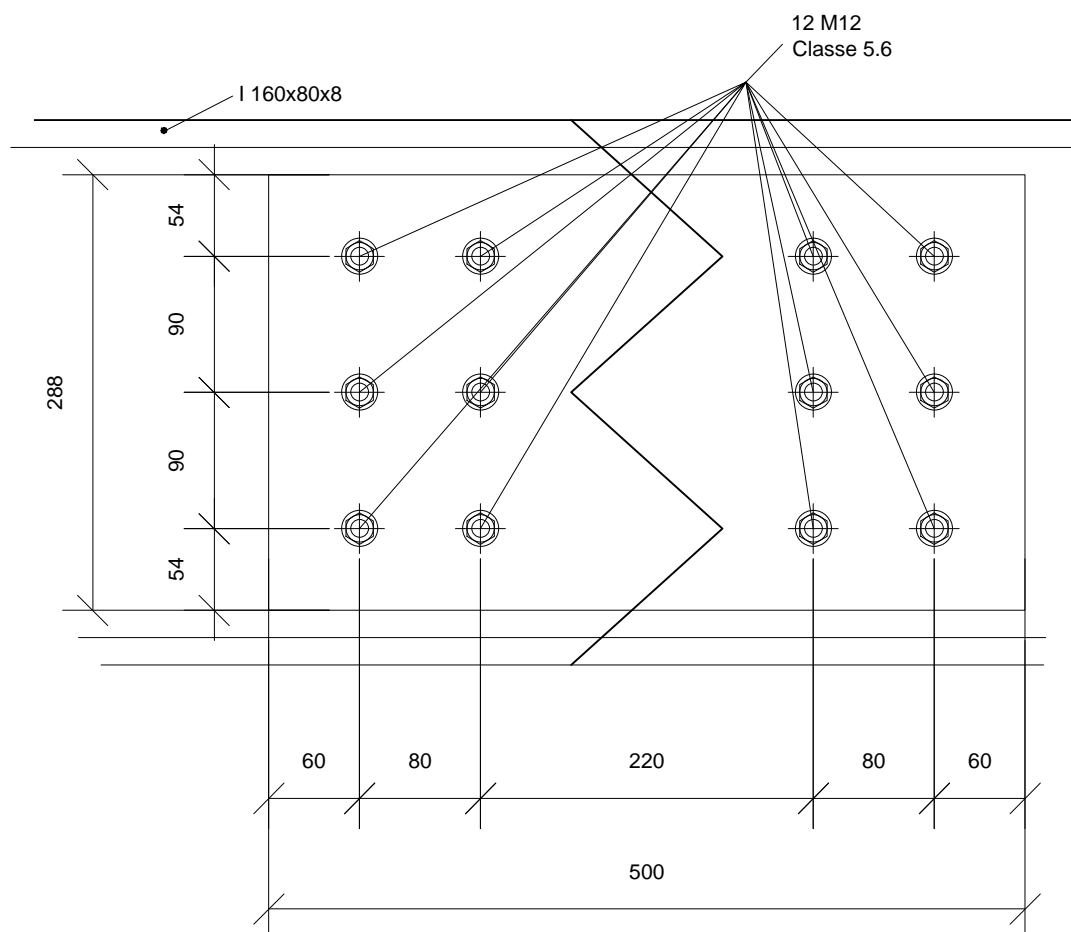


# Ligação Q



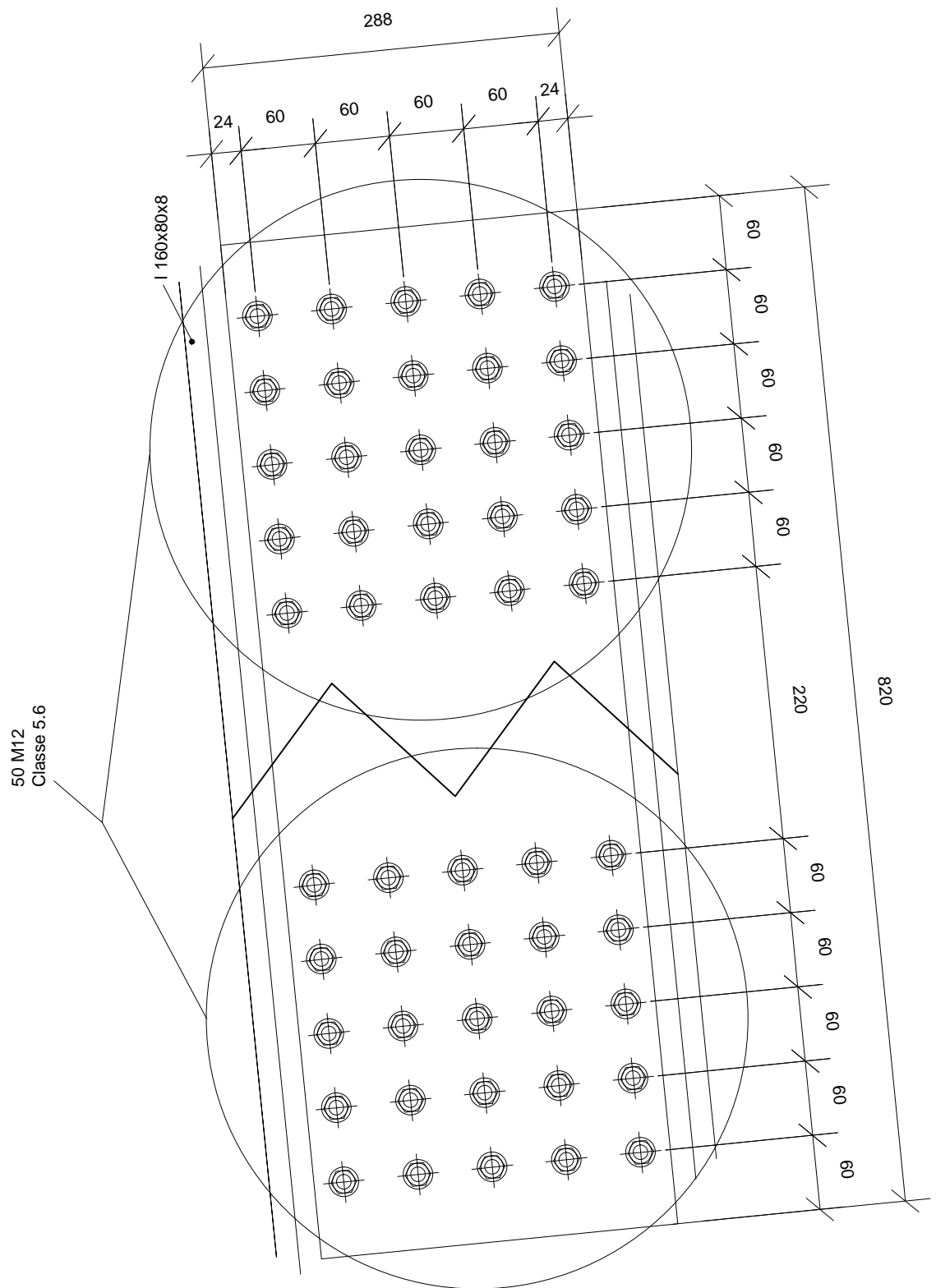


# Ligação R





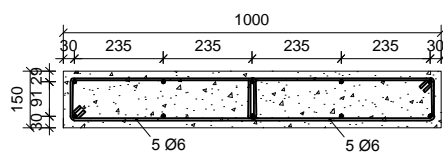
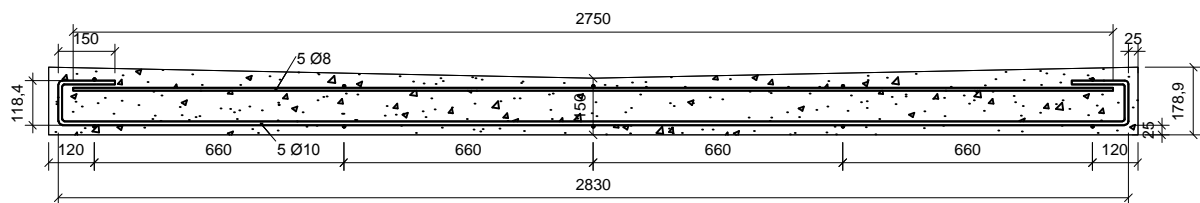
# Ligação S







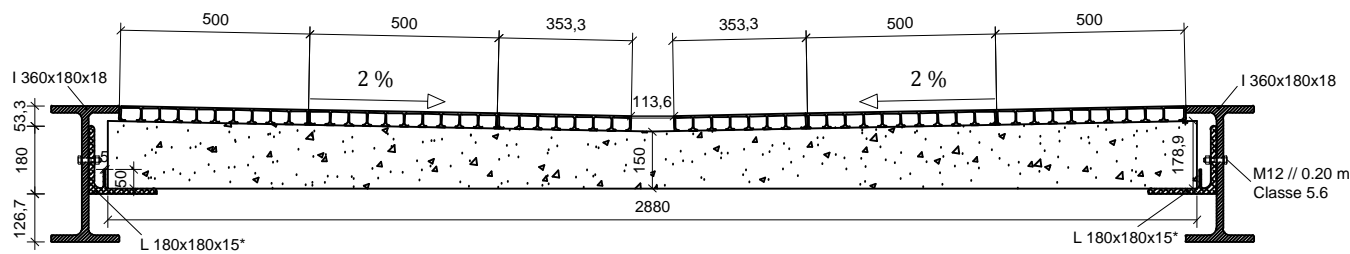
Contrapesos



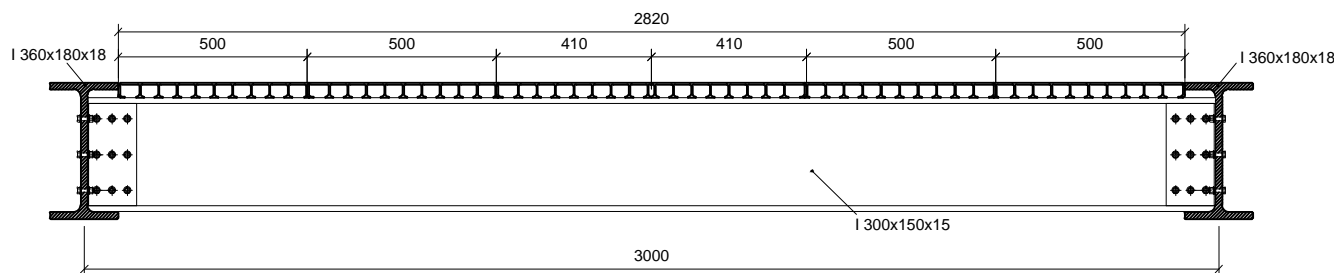


Tabuleiro

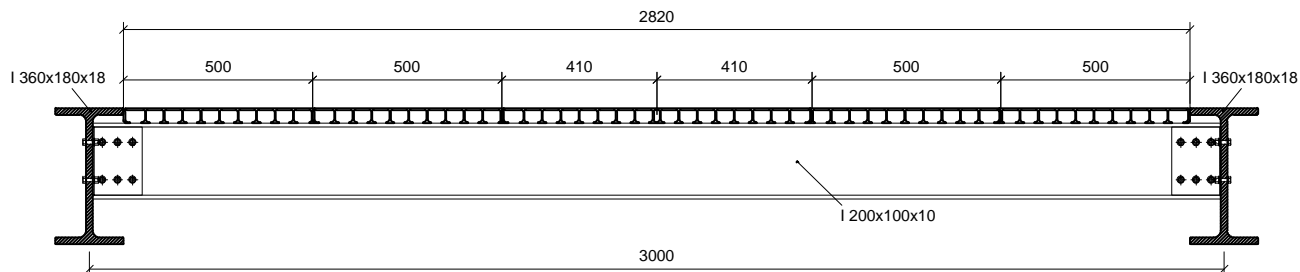
Plank HD apoiado nos contrapesos



Plank HD apoiado num perfil I 300x150x15

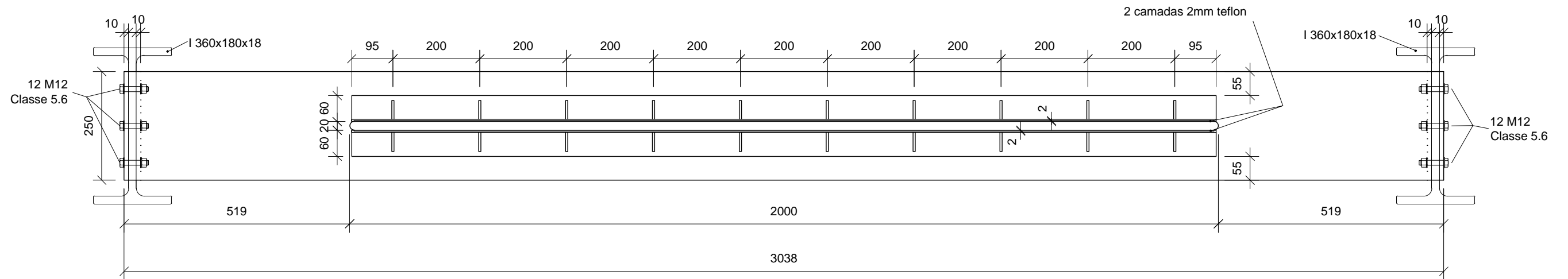


Plank HD apoiado num perfil I 200x100x10

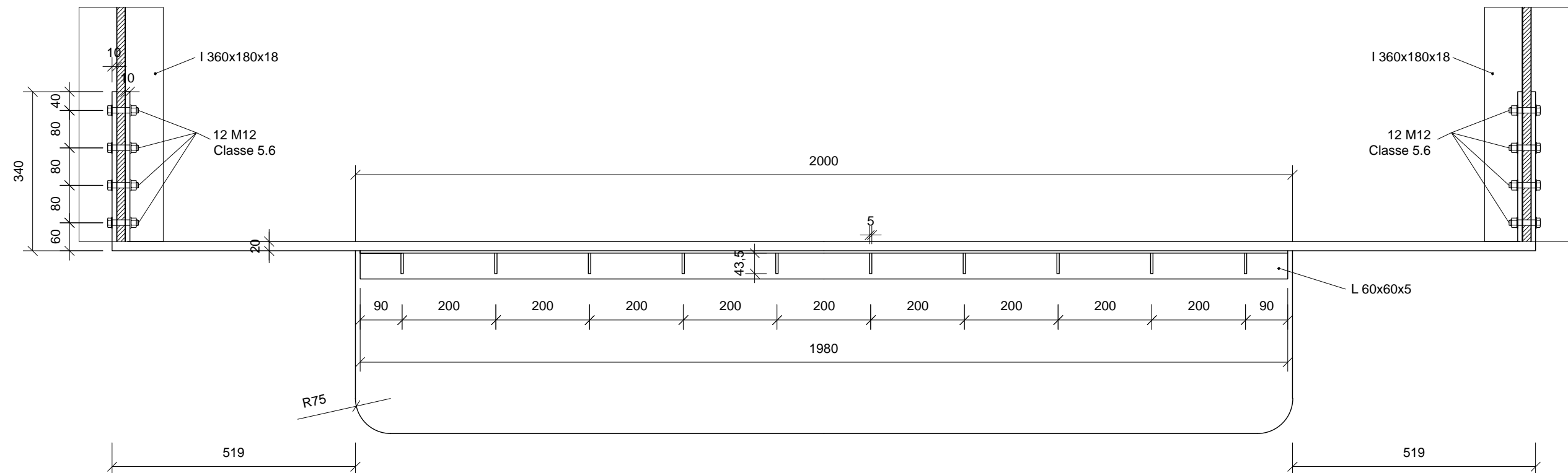




Positivo da Junta (vista de frente)

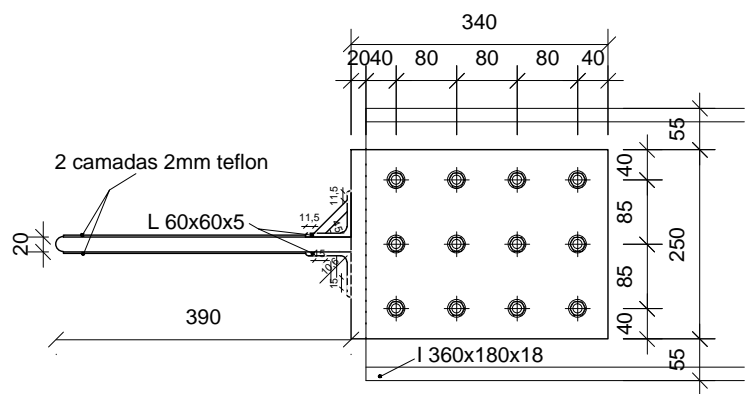


Positivo da Junta (vista em planta)





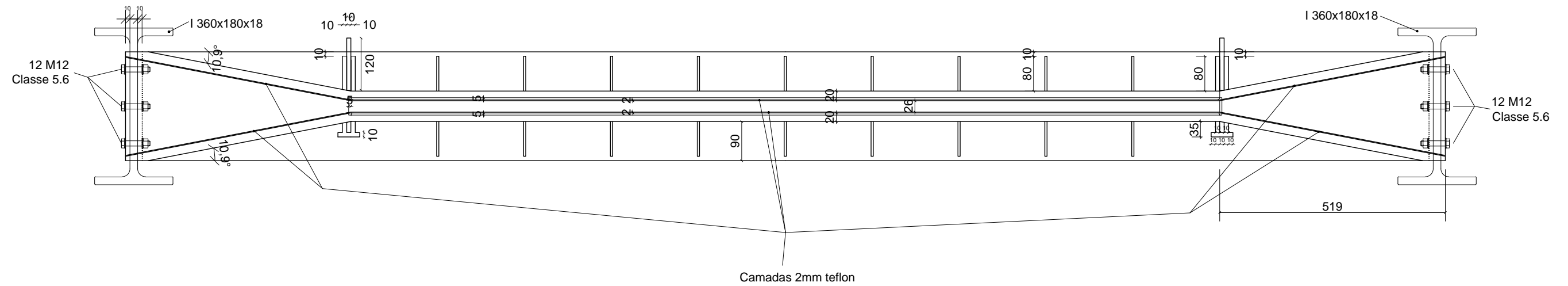
Positivo da Junta (alçado)



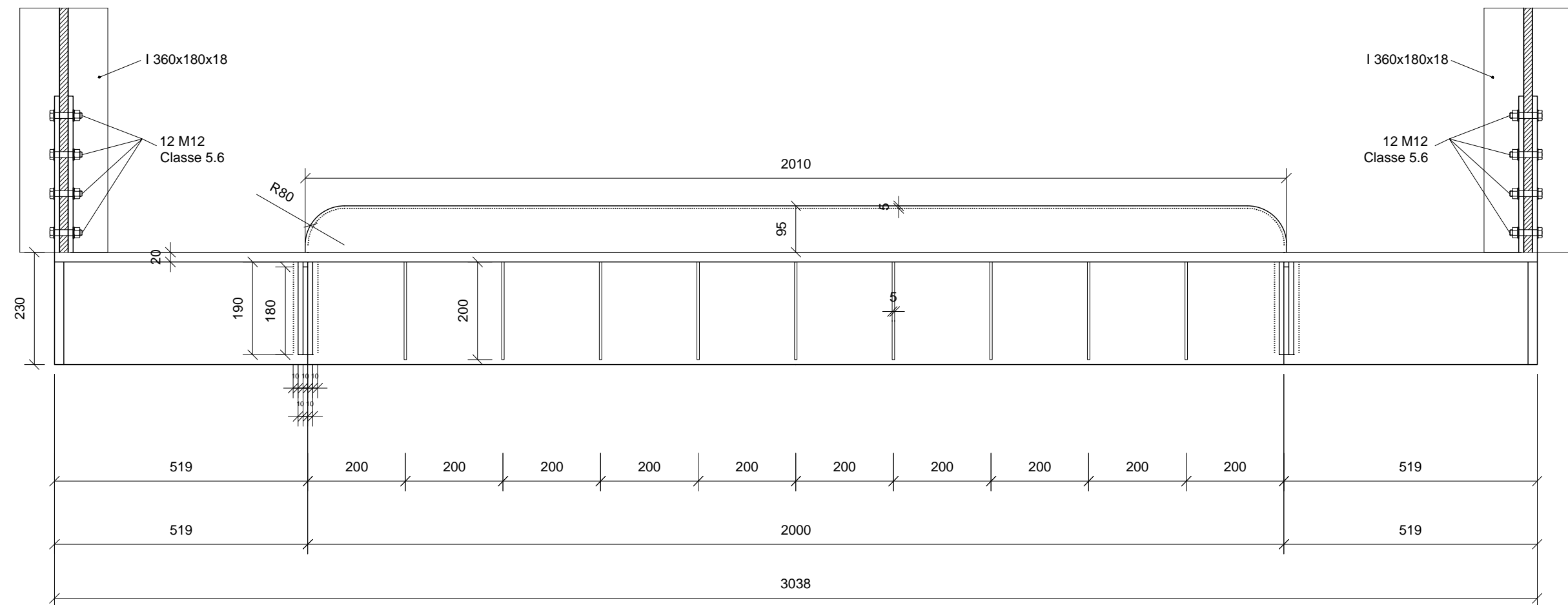




Negativo da Junta (vista de frente)

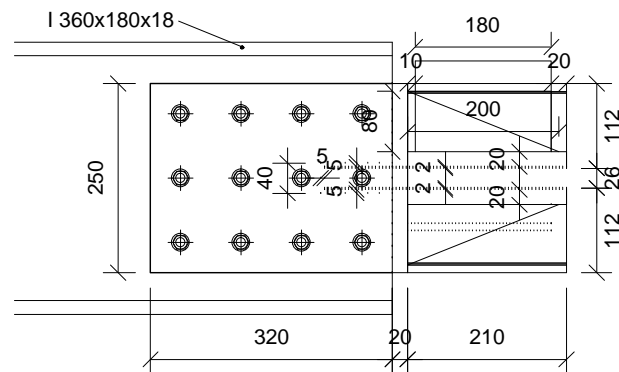


### Negativo da Junta (vista em planta)



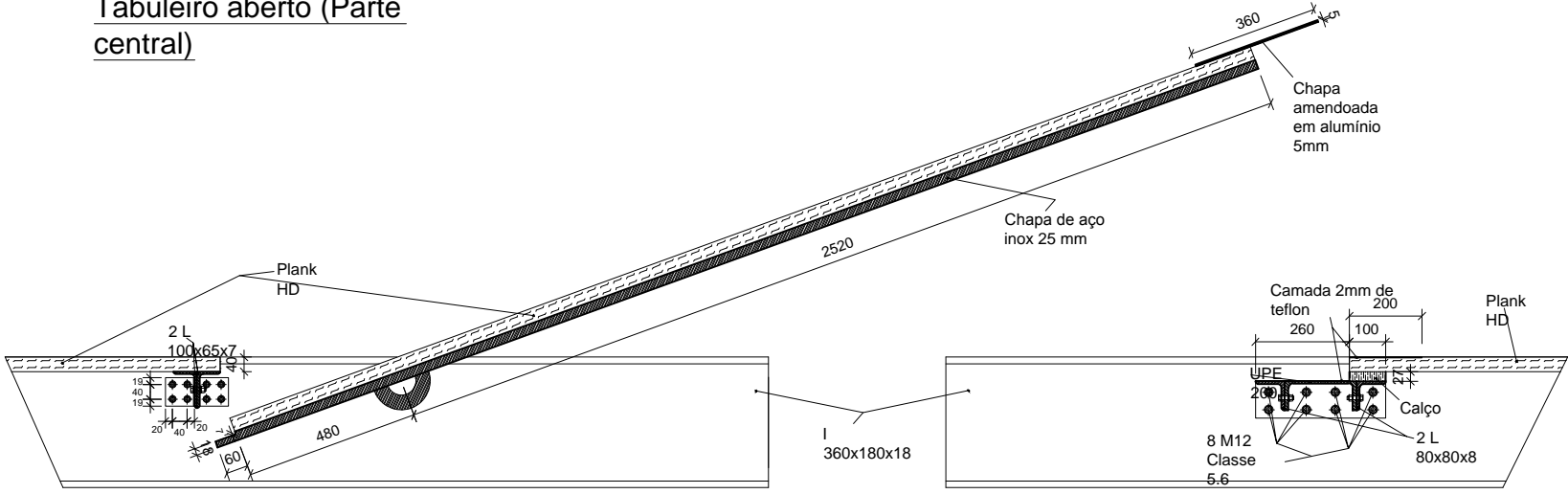


## Negativo da Junta (alçado)





Tabulei  
central)



Tabulei  
central)

